Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG

Ersatzneubau Jugendfreizeiteinrichtung

JFE MAXIM

GENEHMIGUGNSPLANUNG

ERLÄUTERUNGSBERICHT TRAGWERK

gemäß Inhaltsverzeichnis

Bauherr: Bezirksamt Pankow von Berlin
Storkower Straße 113
10407 Berlin

Nutzer „MAXIM“ Kinder- und Jugendzentrum
Charlottenburger Straße 117
13086 Berlin

Architekt: Jan Große Architekten
Danziger Straße 168
10407 Berlin

Tragwerksplanung:
Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG
Rosenthaler Str. 40/41 10178 Berlin
Telefon +49 30 283 983 - 0
E-Mail: berlin@lap-consult.com

Auftragsnummer: H23_11481

An diesen Unterlagen behalten wir uns alle Rechte vor.

Aufsichtsratsvorsitzender: Prof. Dr. Manfred Nußbaumer
Vorstand: Dipl.-Ing. Rolf Jung (Vorsitzender) · Dipl.-Ing. Wolfgang Eilzer · Dipl.-Ing. Holger Haug · Dipl.-Ing. Katrin Lünser · Dipl.-Ing. Michael Müller
Registergericht: Stuttgart HRB 757169 Umsatzsteuer-ID-Nr: DE 308 533 259 ZERTIFIZIERT DIN EN ISO 9001:2015
Büros: Stuttgart · Berlin · Dresden · Erfurt · Frankfurt am Main · Hamburg · Köln · Magdeburg · München · Nürnberg · Taipeh · Zürich
Deutsche Bank
IBAN: DE80600700700131875700
BIC/SWIFT: DEUTDESSXXX
BW Bank
IBAN: DE23600501010001270633
BIC/SWIFT: SOLADEST600
Postbank
IBAN: DE40600100700002631707
BIC/SWIFT: PBNKDEFF

Ersatzneubau Jugendfreizeiteinrichtung

JFE MAXIM

GENEHMIGUGNSPLANUNG

ERLÄUTERUNGSBERICHT TRAGWERK

gemäß Inhaltsverzeichnis

aufgestellt: Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG

Rosenthaler Str. 40/41 10178 Berlin
Tel. 030 283983-0 Fax 030 283983-21
E-Mail: berlin@lap-consult.com

Berlin, 20. Oktober 2023

Vorstand: Dipl.-Ing. Rolf Jung

Büroleiter Berlin: Dipl.-Ing. Tobias Thiele

Projektleiter: Dipl.-Ing. Martin Pietro

Ersatzneubau Jugendfreizeiteinrichtung

JFE MAXIM

GENEHMIGUNGSPLANUNG

STATISCHE BERECHNUNG

Inhaltsverzeichnis

Kapitel	Inhalt
1	Baubeschreibung
2	Einwirkungen
3	Horizontalaussteifung
4	Vertikaler Lastabtrag
5	Decken
6	Wände
7	Stützen
8	Gründung
9	Treppen
10	Konstruktiver Brandschutz
11	Technikgebäude

Kapitel 1

Baubeschreibung

Kapitel 2

Einwirkungen

Kapitel 3

Horizontalaussteifung

Kapitel 4

Vertikaler Lastabtrag

Kapitel 5

Decken

Kapitel 6

Wände

Kapitel 7

Stützen

Kapitel 8

Gründung

Kapitel 9

Treppen

Kapitel 10

Konstruktiver Brandschutz

Kapitel 11

Technikgebäude

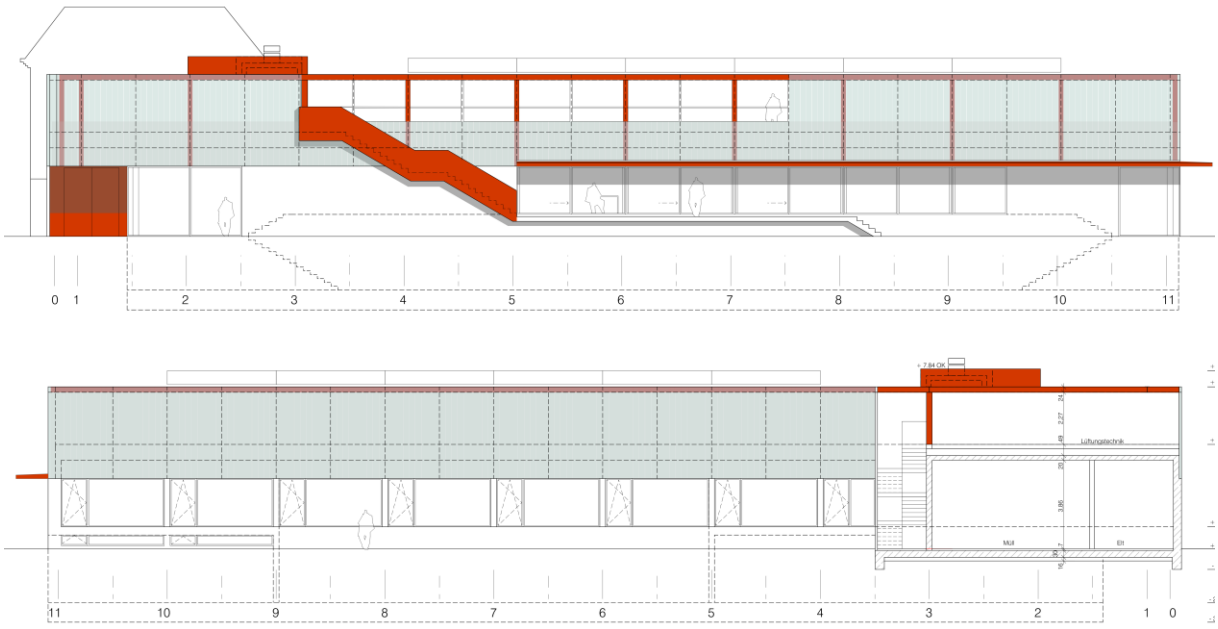
Baubeschreibung

für das Bauvorhaben

Ersatzneubau Jugendfreizeiteinrichtung

JFE MAXIM

Charlottenburger Straße 117, 13086 Berlin



Stand 18.08.2023

Inhaltsverzeichnis

1 Allgemeines 7
1.1 Ziel des Berichts 7
1.2 Erstellungsphase 7
1.3 Nutzungsphase 7
1.4 Planungsbeteiligte 8

2 Beschreibung des Bauwerks 10
2.1 Allgemeine Angaben zum Bauvorhaben 10
2.2 Tragwerkskonzept 12
2.2.1 Tragsystem 12
2.2.2 Abmessungen 13
2.2.3 Baustoffe, Produkte 14
2.2.4 Sonstige Baumaßnahmen 15
2.2.5 Nachhaltigkeit 15
2.3 Geologie, Gründung 16
2.3.1 Allgemeines 16
2.3.2 Standortbedingungen 16
2.3.3 Baugrund 16
2.3.4 Grundwasser 17
2.3.5 Gründungskonzept 17
2.4 Baugruben und Wasserhaltung 18
2.5 Bauverfahren, Bauzustände 19

3 Nutzungsanforderungen 19
3.1 Geplante Nutzungsdauer 19
3.2 Festlegungen zu Einwirkungen 19
3.2.1 Allgemeines zu Einwirkungen 19
3.2.2 Eigenlasten 20
3.2.3 Ausbaulasten 21
3.2.4 Nutzlasten 23
3.2.5 Einwirkungen aus dem Baugrund 25
3.2.6 Schnee 25
3.2.7 Wind 25
3.2.8 Temperatur 26
3.2.9 Straßenverkehr/Staplerbetrieb 26
3.2.10 Einwirkungen auf Absperrungen 26
3.2.11 Einwirkungen aus Anprall 27
3.2.12 Brand 27
3.2.13 Erdbeben 27
3.2.14 Explosion 27
3.2.15 Geometrische Imperfektionen 27
3.3 Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit 28
3.3.1 Fugenlose Betonkonstruktionen 28
3.3.2 Durchbiegungen, Überhöhungen und Hilfsstützen 31
3.3.3 Rissbreiten 32
3.3.4 Schwingungen 34

3.3.5 Kriechen und Schwinden, Temperaturunterschiede 34

3.3.6 Sicherstellung der Dauerhaftigkeit 34

3.3.7 Festlegung der Betone und der Bewehrungsüberdeckungen 35

3.3.8 Bewehrungsgehalte siehe Entwurfsplanung 36

3.3.9 Stahlbauteile 36

3.3.10 Besondere Regelungen 36

3.4 Bauphysikalische Anforderungen 37

3.4.1 Wärme- und Schallschutz 37

3.4.2 Feuchteschutz 37

3.5 Besondere Anforderungen 37

3.5.1 Anforderungen hinsichtlich Abgrenzungen oder Erweiterungen 37

3.5.2 Anforderungen hinsichtlich Objektschutz 37

3.5.3 Anforderungen hinsichtlich benachbarter Nutzungen 38

3.5.4 Anforderungen aus der Bauphase 40

3.6 Ausführungsklassen für den Stahlbau 40

4 Gefährdungsabwehr/Maßnahmen 41

4.1 Gewährleistung der Tragsicherheit 41

4.1.1 Sicherheitsbeiwerte für die Nachweise der Tragsicherheit 41

4.1.2 Maßnahmen zur Gewährleistung der Tragsicherheit 43

4.2 Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit 45

4.2.1 Sicherheitsbeiwerte für die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit 45

4.2.2 Maßnahmen zur Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit 45

4.3 Erstellungsphase 47

4.3.1 Kontrollplan für die Ausführung 47

4.4 Nutzungsphase 50

4.4.1 Überwachungs- und Unterhaltungsplan für die Nutzungsphase 50

5 Risiken 50

5.1 Durchbiegungen weit spannender Geschossdecken 50

5.2 Verformungsempfindlichkeit nichttragender Mauerwerkswände 50

5.3 Wechselwirkungen mit Nachbargebäuden 51

5.4 Rissbildung durch bauzeitlich bedingte Zwangsbeanspruchungen 51

5.5 Festlegung von rechnerischen Rissbreiten 51

5.6 Rechnerische und tatsächliche Rissbreiten 51

6 Abgrenzung des Leistungsumfangs Tragwerksplanung 52

7 Hinweise zum Bauablauf und zur Ausführung 54

8 Grundlagen für die Bemessung und Konstruktion der Bauteile 55

8.1 Normen 55

8.2 Projektspezifische Grundlagen 55

8.3 Unterlagen der Bauherrenschaft 55

Anlage 1: Entwurfspläne

Tragwerksübersicht / Bodenplatte / Decke ü. UG

Tragwerksübersicht / Decke ü. EG / Dachebene

Tragwerksübersicht / Längsschnitt A-A, B-B

Tragwerksübersicht / Querschnitte C-C, D-D, E-E, 3D-Ansichten

Dieser Bericht besteht aus den Seiten 1 bis 55 und den oben aufgeführten Anlagen. Er gilt nur in Verbindung mit den o.g. Anlagen.

1 Allgemeines

1.1 Ziel des Berichts

Die Baubeschreibung zur Tragwerksplanung beschreibt die Umsetzung der Vorgaben der Bauherrenschaft aus bautechnischer Sicht. Er ist wesentlicher Bestandteil der Planung und wird mit zunehmender Projektentwicklung von der Vorentwurfs- bis zur Ausführungsplanung sukzessive an die aktuelle Planung angepasst.

Die im Zuge der Entwurfplanung bezüglich Standsicherheit, Gebrauchsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit untersuchten Tragwerke werden dokumentiert und die für das Tragsystem wesentlichen Hauptabmessungen des Tragwerks beschrieben.

Neben der Erläuterung von Gebäudekonstruktion, Randbedingungen und Einwirkungen ist die Darstellung von möglichen Gefährdungen und der beabsichtigten Maßnahmen zur Gefährdungsabwehr Ziel dieses Berichts.

1.2 Erstellungsphase

Die Gebäude sollen nahezu zeitgleich erstellt werden. Die Erstellungsphase der Tragkonstruktion ergibt sich aus den zeitlich versetzten Baumaßnahmen Herstellung der Fundamente bzw. Bodenplatte und Rohbau der aufgehenden Bauteile.

Die Freimachung des Baufelds erfolgt im Rahmen einer vorgezogenen Maßnahme.

Die Gefährdungsabwehr erfordert eine sorgfältige Bauablaufplanung in der Phase der Arbeitsvorbereitung durch die ausführende Firma mit entsprechenden statischen Berechnungen für Bauzustände und Baubehelfe. Zur Gefährdungsabwehr ist es sinnvoll von der ausführenden Firma einen Kontrollplan zu erstellen (siehe Punkt 4.3.1).

1.3 Nutzungsphase

Für die im geprüften und bewilligten Bedarfsprogramm beschriebenen Anforderungen wird die Gebäudekonstruktion rechnerisch und konstruktiv ausgelegt. Zur dauerhaften Nutzung des Gebäudes ist ebenfalls sinnvoll zusätzlich zur bautechnischen Ausbildung entsprechende Überwachungs- und Unterhaltungsmaßnahmen auszuführen, die in einem Überwachungs- und Unterhaltsplan zusammengefasst sind (siehe Punkt 4.4.1).

1.4 Planungsbeteiligte

Bauherr:	Bezirksamt Pankow von Berlin	
	Storkower Straße 113	
	10407 Berlin	
	Tel.: +49 38354-35040	
	E-Mail:	ina.zabel@ba-pankow.berlin.de
Architekt:	Jan Große Architekten	
	Danziger Straße 168	10407 Berlin
	Telefon	030 428 02 670
	E-Mail:	Buero@grosse-architekten.de
Tragwerksplanung:	Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG (LAP)	
	Rosenthaler Straße 40/41	10178 Berlin
	Telefon:	030 283983-0
	E-Mail:	Martin.Pietro@lap-consult.com
	Homepage:	www.lap-consult.com
TGA (HLS)	Ingenieurbüro Brandes + Siebeck	
	Edelweißstr. 26	13158 Berlin
	Telefon	030 916072 0
	E-Mail:	brandes@brandes-siebeck.de
TGA (Elektro)	e-plan-d GmbH	
	Havelkorso 145	16515 Oranienburg / Lehnitz
	Telefon	03301 57 64 38 - 0
	E-Mail:	T.Effenberger@e-plan-d.de

Baugrundgutachter	BBiG Brandenburg Baugrundingenieure und Geotechniker GmbH	
	Am neuen Palais 2A	14469 Potsdam
	Telefon:	0331 - 972460
	E-Mail:	kunz@bbiges.de
Brandschutzgutachter	PEB – Planungsgruppe Energie & Brandschutz GmbH	
	Altplauen 19h	01187 Dresden
	Telefon:	0351 - 4708153
	E-Mail:	s.thieleq@p-e-b.net

2 Beschreibung des Bauwerks

Im Folgenden wird das Bauwerk im abschließenden Stand der Genehmigungsplanung beschrieben.

2.1 Allgemeine Angaben zum Bauvorhaben

Bei dem o. g. Bauvorhaben handelt es sich um den Ersatz-Neubau der Jugendfreizeiteinrichtung MAXIM in Berlin-Weißensee.

Der geplante Neubau befindet sich an der Charlottenburger Straße 117 in 130862 Berlin.

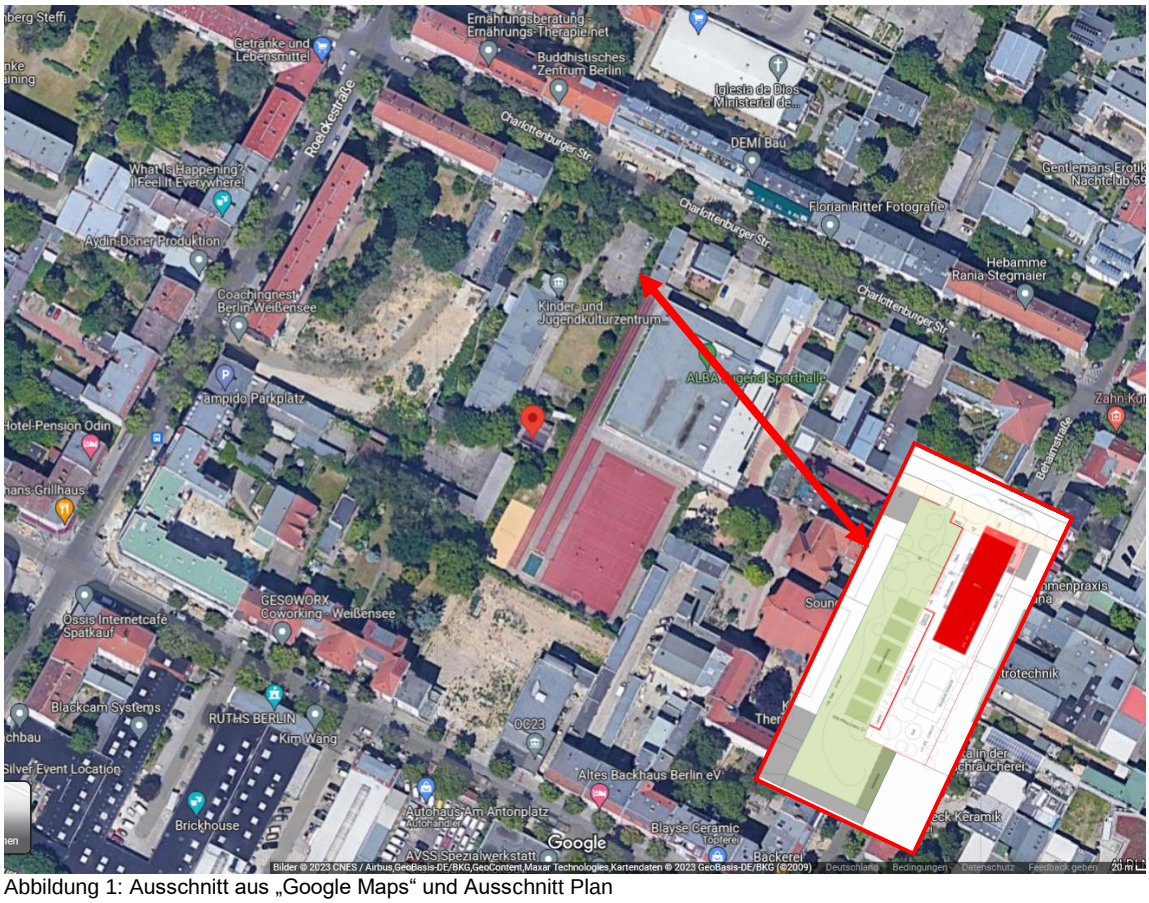


Abbildung 1: Ausschnitt aus „Google Maps“ und Ausschnitt Plan



Abbildung 2: Bestand

Das Bezirksamt Pankow plant einen Neubau als Ersatz für die bestehende Einrichtung.

Um die Aktivitäten der Einrichtung nicht zu unterbrechen, wird der Neubau abseits des Bestands geplant, so dass der Bestand bis zur Eröffnung des Neubaus weiter betrieben werden kann.

Der Neubau wird als konventionelles Gebäude in Massivbauweise geplant. Das Gebäude beinhaltet ein Untergeschoss, welches zu etwa 2/3 unter Gelände liegt. Der Erdgeschossfußboden liegt somit etwa 1 m über dem bestehenden Gelände. Darüber folgt eine nutzbare Dachfläche. Die Massivdecken lagern innen und außen auf Stahlbetonwänden.

Die geschosshohe Umfassung der Dachfläche erhält eine Verkleidung aus Stahlrahmen, die mit Textil bespannt sind, welche auf einer Stahlkonstruktion befestigt werden.

In der Mitte des Grundrisses ist ein zweigeschossiger Saal (vom UG zum EG) für Veranstaltungen geplant, der mit einer mobilen Trennwand in 2 kleinere Säle aufgeteilt werden kann.

An der nordöstlichen Grundstücksgrenze liegt unmittelbar ein 2 geschossiges Bestandsgebäude ohne Keller.

Zwischen diesem Gebäude und dem Neubau ist die Errichtung eines Technikgebäudes vorgesehen, welches unbeheizt ist und durch eine Gebäudefuge zum Neubau getrennt ist.

2.2 Tragwerkskonzept

2.2.1 Tragsystem

Im Rahmen der Vorplanung wurden diverse Variantenuntersuchungen zur Tragkonstruktion durchgeführt, aus diesen Untersuchungen wurde das Tragsystem für die Entwurfsplanung und Genehmigungsplanung entwickelt.

Außenwände:

Für die Außenwände im Untergeschoss sind durchgehend Stahlbetonwände ohne Fenster geplant, lediglich im Bereich der Musik-Proberäume sind Oberlichter vorgesehen.

Im Erdgeschoss sind überwiegend große Fensteröffnungen zwischen Stahlbetonstützen im Achsraster von 4,75 m vorgesehen.

Horizontalaussteifung

Aufgrund der Nutzungsbedingungen, dem Schallschutz und Akustikanforderungen werden nahezu alle Wände in Stahlbeton ausgebildet, so dass die Aussteifung des Gebäudes gesichert ist.

Abschließendes Ergebnis aus der Entwurfsplanung:

wurde folgende Tragkonstruktion gewählt:

- Stahlbetonkonstruktion, durch Wandscheiben ausgesteift
- Aufzugskern in Stahlbeton bis in die Dachebene.
- Geschosshohe Begrenzung der Dachfläche an der Fassadenlinie ist mit einer Textilbespannung zwischen einer Stahlkonstruktion vorgesehen.
- Geschossdecken als unterzugslose Flachdecken zur Gewährleistung einer uneingeschränkten Installationsführung unter der Decke, außer im Saal.
- Im Bereich des Veranstaltungssaals ist eine Balkendecke vorgesehen.
- Zur Aufnahme der mobilen Trennwand ist in der Mitte des Saals eine Wandscheibe vorgesehen, dabei werden Durchführungen für Lüftungskanäle berücksichtigt.
- Gebäudefuge zwischen Technikgebäude und Neubau
- Der Einsatz von Fertig- oder Halbfertigteilen ist nicht vorgesehen, da einige Fläche in Sichtbetonqualität ausgeführt werden sollen.
- Flachgründung als Plattengründung

2.2.2 Abmessungen

Die detaillierten Bauteilabmessungen wurden in der Entwurfsplanung ermittelt und festgelegt. Folgenden Regelabmessungen einiger Bauteil werden hier wie folgt angegeben:

-	Decken über UG und EG, Spannweiten:		4,75 / 6,20 m
-	Decken über UG und EG (Stahlbetonflachdecke)		h = 20 cm
-	Decken über EG, Spannweite über Saal:		8,25 m
-	Decken über EG mit Unterzügen e = 95 cm (Saal)		h = 20 cm b/h = 20/40 cm
-	Außenwände:	Stahlbeton	h = 25 cm
-	Innenwände:	Stahlbeton	h = 25 cm
-	Stützen:	Stahlbeton	a/b = 25 cm / 25 cm bzw. d = 25 cm
-	Bodenplatte:	Stahlbetonplatte	h = 40 cm
-	Aufzugsunterfahrt:	Stahlbetonplatte	h = 30 cm
-	Technikgebäude Sohle	Stahlbetonplatte	h = 30 cm

2.2.3 Baustoffe, Produkte

Beton:	- Bodenplatte	C 25/30
	- Decken, Unterzüge	C 25/30
	- Stützen	C 25/30
	- Sauberkeitsschicht	C 12/15
Stahl:	- Bewehrungsstahl:	BSt 500 (B)
	- Konstruktionsstahl:	S 235JR

Als Sonderelemente sind zu berücksichtigen:

- Bewehrungsanschlüsse:

  Rückbiegeanschlüsse, Stabdurchmesser: 8 mm bis 12 mm,
  Stababstand: 10 cm bis 25 cm, Fabrikat: HALFEN oder gleichwertig auch in Sonderformen hinsichtlich Übergreifungslängen, Biegeradien, Biegeformen etc.
- Schraubanschlüsse der Bewehrung:

  Muffen in verschiedenen Durchmessern und Ausführungen etc.
  Muffenstab geradlinig oder gekrümmt, Fabrikat: LENTON oder gleichwertig
- Dübelleisten BSt 500 S:

  Durchstanzbewehrung entsprechend neuester Zulassung des Deutschen Instituts für Bautechnik, Fabrikat: HALFEN-DEHA oder gleichwertig
- Halteschienen / Führungsschienen / Rohrhülsen:
  Mit bauaufsichtlicher Zulassung in verschieden Längen, Profilen, Tragfähigkeiten, Material und Oberflächenqualitäten, Fabrikat: HALFEN oder gleichwertig
- Abschalelemente bei Arbeitsfugen, Kategorie „verzahnt“ nach EC 2
- Haustechnische Einbauelemente
  z.B. Leerrohre, Dosen, Abläufe, Halfenschienen etc.
- Halfen HSC Bewehrungsanker oder gleichwertig für Durchmesser 12/ 16 / 20
- Mauerwerksanker (Kein Mauerwerk vorhanden)

2.2.4 Sonstige Baumaßnahmen

Offene Stahltreppen außen am Technikgebäude und an der westlichen Längsseite. Für die Treppe an der Längsseite ist eine thermische Entkoppelung vom Rohbau erforderlich, dabei sind die Dehnungen aus Temperaturschwankungen zu berücksichtigen.

Es sind keine außergewöhnlichen Baumaßnahmen erforderlich.

2.2.5 Nachhaltigkeit

Die Entwicklung des Tragwerks orientiert sich an einer ganzheitlichen Optimierung mit dem Fokus auf Flexibilität, Zuverlässigkeit, Wirtschaftlichkeit und Nachhaltigkeit. Die Nachhaltigkeit eines Tragwerks bemisst sich an der Flexibilität und Anpassungsfähigkeit an variierende Nutzungen und dem während der Standzeit zu erwartenden Unterhaltungsaufwand. Ziel ist es, bei Beachtung der Interessen des Bauherrn ein anpassungsfähiges, robustes und gebrauchstaugliches Tragwerk zu finden, dass bei der geforderten Flexibilität alle denkbaren Nutzungsszenarien ermöglicht und größtmögliche Flächeneffizienz und Funktionalität gewährleistet.

Für die Ausführung sollen insbesondere möglichst ökologisch vertretbare und bauaufsichtlich zugelassene, erprobte Baustoffe und besonders wirtschaftliche Bauweisen zum Einsatz kommen. Dabei darf aber nicht vergessen werden, dass die planmäßige Standzeit der Tragkonstruktion eines Gebäudes ein Vielfaches der Innovationszyklen in der Gebäudetechnik und auch der üblichen Nutzungszyklen beträgt. Dies erfordert vor allem den Einsatz langlebiger Materialien mit minimalem Unterhaltungsaufwand.

Da das Tragwerk unter allen Bauteilen eines Bauwerkes den höchsten Anteil am für die Errichtung des Gebäudes notwendigen Energieaufwand hat, kommt der nutzbaren Standzeit die entscheidende ökologische Bedeutung zu. Das nachhaltigste Tragwerk ist eine Konstruktion, die während der gesamten Nutzungsdauer möglichst unverändert belassen bzw. durch nur geringe Eingriffe an geänderte Nutzerbedürfnisse angepasst werden kann.

Als Grundbaustoff wird Beton gewählt, ein Naturbaustoff, dessen Bestandteile Sand, Kies, Zement und Wasser örtlich verfügbar sind, eine baustellennahe Produktion ermöglichen und damit zur Minimierung von Transportwegen und -kosten beitragen. Beton ist nicht brennbar und gewährleistet dadurch bei Beachtung von Mindestabmessungen ohne weitere Maßnahmen die Einhaltung auch höchster Brandschutzanforderungen. Bei fachgerechter Ausführung ist Beton extrem langlebig und vollständig recycelbar. Oberflächenschutzsysteme, wie bei anderen Werkstoffen oft notwendig, sind nur in Ausnahmefällen, z. B. für Tiefgaragen oder in Technikräumen, erforderlich. Beton ist gesundheitlich unbedenklich und bei sorgsamer Zuschlagswahl schadstofffrei. Weiterhin besitzt Beton die für einen energetisch optimierten Betrieb des Gebäudes notwendige Speichermasse, die leicht thermisch aktiviert werden kann und damit die Betriebskosten günstig beeinflusst. Die Güte der eingesetzten Betone wird gemäß den statisch-konstruktiven Anforderungen gewählt.

Der Einsatz des ebenfalls vollständig recycelbaren Baustoffes Stahl orientiert sich gleichermaßen an den Erfordernissen der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit.

2.3 Geologie, Gründung

2.3.1 Allgemeines

Ein Baugrund-Gutachten der Brandenburger Baugrundingenieure und Geotechniker GmbH liegt mit dem Stand vom 21.09.2022 vor.

Als Überblick werden nachfolgend Angaben aus dem oben genannten Gutachten aufgeführt.

2.3.2 Standortbedingungen

Das geplante Gebäude liegt mit der Schmalseite an der Straßenflucht der Charlottenburger Straße und mit der Längsseite parallel zur nordöstlichen Grundstücksgrenze im Abstand von ca. 4,40 m. ein separates Technikgebäude soll in den Zwischenraum von Neubau und benachbartem Bestandsgebäude errichtet werden.

2.3.3 Baugrund

Im geplanten Bereich wurden ab der GOK Auffüllungen mit der Mächtigkeit von 0,00 bis 0,80 m festgestellt.

Die Auffüllungen sind als nicht tragfähig für die Gründung des Gebäudes eingestuft, daher ist ein kompletter Bodenaustausch für diese Schicht vorgesehen, was für den Keller ohnehin gegeben ist.

Unter den o.g. Auffüllungen wurden vorwiegend Geschiebelehm / -mergel / -sande bis zur Tiefe von 5,60 m unter Gelände angetroffen. Diese werden unterlagert durch Mittel- und Feinsande, welche bis zum Ende der Aufschlusstiefe von 9,00 m unter Gelände reichen.

2.3.4 Grundwasser

Im vorliegenden Bodengutachten wird ein zu erwartender höchster Grundwasserstand zeHGW = +42,4 m NHN angeben.

Die Geländeoberkante liegt nach den Bohrprofilen bei ca. +49,00 bis 49,30 m NHN, somit ist der oben genannte Grundwasserstand für die Gründungsebene nur von untergeordneter Bedeutung.

Bezüglich der Abdichtung des Untergeschosses und der Trockenhaltung der Baugrube wird darauf hingewiesen, dass wegen der Bereichs- bzw. schichtenweise bindigen Erdstoffe im Untergrund, am Standort oberhalb vom Grundwasser die Bildung von Stau-bzw. Schichtenwasser möglich ist.

Aus diesem Grund ist für das Untergeschoss eine druckwasserdichte Abdichtung vorzusehen.

Für die Ausführung einer „Schwarzen Wanne“ wird im Bodengutachten eine Wassereinwirkungsklasse W2-1E nach DIN 15533 angeben.

Wasseruntersuchungen hinsichtlich stahl- und betonaggressiver Eigenschaften wurden nicht vorgenommen.

2.3.5 Gründungskonzept

Als Ergebnis von Variantenuntersuchungen soll der Neubau auf einer Fundamentplatte gegründet werden. Die Plattengründung dient außerdem der Vergleichmäßigung der Setzungen.

Werte zum Bettungsmodul für die Bemessung der Plattengründung sind im Bodengutachten angegeben, diese sind im Zuge der Genehmigungsplanung (Lph. 4) zwischen Tragwerksplanung und Bodengutachter abzugleichen.

Detaillierte Angaben und weitere Hinweise, insbesondere zum Bodenentsorgung sind dem Bodengutachten zu entnehmen.

2.4 Baugruben und Wasserhaltung

Für die Errichtung des UGs ist eine Baugrube erforderlich. Die notwendigen Geländesprünge können im Allgemeinen mit Böschungen hergestellt werden.

Im Bereich des benachbarten Bestandsgebäudes ist die Grundbruchsicherheit des Bestandsfundamentes zu überprüfen, gleiches gilt für die Gründung des Technikgebäudes.

Aufgrund des niederschlagbedingt auftretenden Stau- und Schichtenwassers ist zur Trockenhaltung der Baugrube während der Bauzeit eine offene Wasserhaltung vorzusehen.

Im Zusammenhang mit der Herstellung der Baugrube sind besonders die Ergebnisse der Umweltchemischen Prüfungen zu beachten. Die punktuellen Untersuchungen nach TR LAGA haben für die Auffüllungen eine Lagerklasse Z 2 und > Z 2 ergeben. In jedem Fall entstehen zusätzlich zum Aushub und Abtransport der Erdstoffe Kosten für die Entsorgung der Boden. Bei der LAGA-Zuordnung > Z 2 handelt es sich um „gefährlichen Abfall“ für dessen Entsorgung eine Abstimmung mit der Senatsverwaltung für Umwelt, Mobilität, Verbraucher- und Klimaschutz notwendig ist. Die Böden LAGA > Z 2 müssen bei der Sonderabfallgesellschaft Berlin Brandenburg (SBB) angedient werden.

Es ist davon auszugehen, dass auf der Fläche, welche nicht bebaut wird, ebenfalls belastete Auffüllungen vorhanden sind. Daher sollte ein Bodenaustausch bis ca. 0,60 m auf der gesamten Fläche erfolgen, um Gefahren für die Nutzung der Außenanlagenfläche auszuschließen.

Zur Planung der Entsorgung sollte bauvorbereitend eine Rasterfeldbeprobung erfolgen.

An der Straßenfront und zum Nachbargebäude auf der Nordost-Seite ist ein Baugrubenverbau zur Sicherung der Straße bzw. des Gebäudes erforderlich. Hier wird eine freistehende Trägerbohlwand (Berliner Verbau) empfohlen. Gemäß Angaben aus dem Bodengutachten sollen die Träger erschütterungsarm mit verrohrten Bohrungen eingebracht werden. An der Straßenseite ist die Anordnung eines Arbeitsraumes möglich. Zum Nachbargebäude sollte auf einen Arbeitsraum verzichtet werden, um eine Verankerung bzw. Aussteifung des Verbaus zu vermeiden.

Detaillierte Hinweise dazu können dem Bodengutachten entnommen werden.

2.5 Bauverfahren, Bauzustände

Die Decken und Wandkonstruktion besteht aus Stahlbeton, welche mit den übliche Bauverfahren werden können.

Daraus ergeben sich im Allgemeinen die üblichen Bauzustände.

3 Nutzungsanforderungen

3.1 Geplante Nutzungsdauer

- Tragwerk: 50 Jahre
- Fassadenkonstruktion: 50 Jahre
- Abdichtungen: 50 Jahre

3.2 Festlegungen zu Einwirkungen

3.2.1 Allgemeines zu Einwirkungen

Nachfolgend werden die Planungsansätze hinsichtlich der Einwirkungen auf das Tragwerk zusammengestellt. Dazu zählt vor allem die Vereinbarung maximaler Nutzlasten in den unterschiedlichen Bereichen, wie auch die sich aus der gewünschten Ausstattung ergebende Belastung. Diese Einwirkungen werden in den nachfolgenden Punkten detailliert für alle Bauteile beschrieben. Einwirkungen, deren Ansatz nutzungs- und ausstattungsunabhängig gemäß DIN EN 1991-1-3 und DIN EN 1991-1-4 vorgegeben ist (z. B. Schnee bzw. Wind), werden unter 3.2 aufgeführt. Die Zusammenstellung der für die Tragwerksplanung notwendigen Lastangaben der technischen Ausrüstung ist dem Kap. 2 zu entnehmen.

Sämtliche Lastannahmen werden als charakteristische Werte getrennt für die Einwirkungen dargestellt:

- ständig G_k

  = G_{ke} (Eigenlasten)

  + G_{ko} (Auflasten oben = Lasten nicht tragender Bauteile auf der Decke)

  + G_{ku} (Auflasten unten = Lasten nicht tragender Bauteile unter der Decke)

- veränderlich Q_k

  = Q_{kn} (Raumnutzung)

  + Q_{ko} (mögliche zusätzliche Auflasten oben)

  + Q_{ku} (mögliche zusätzliche Auflasten unten) und

- veränderlich Q_{kH} (horizontal)

  Q_{kH} = Horizontallast an Absturzsicherungen (Geländer, Brüstungen)

- außergewöhnlich Q'_k

  = Q'_{kA} (Anprall von Fahrzeugen)

  Weitere außergewöhnliche Einwirkungen wie Brand, Erdbeben oder Explosion werden separat beschrieben.

3.2.2 Eigenlasten

Die charakteristischen Eigenlasten der Tragkonstruktion werden gemäß DIN EN 1991-1 als Produkt aus den planmäßigen Abmessungen des Bauteils und der mittleren Wichte (entsprechend DIN EN 1991-1-1) berechnet und als ständige Last berücksichtigt. Für bewehrten Beton wird dementsprechend eine mittlere Wichte von 25,0 kN/m³ angenommen, für Stahlprofile ein Wert von 78,5 kN/m³. Bei Stahlbauprofilen wird ein Zuschlag von 10 % für Kleinteile und Verbindungsmittel berücksichtigt. Für Mauerwerkswände wird eine Rohdichte passend zur Steinart und der gewählten Festigkeitsklasse angenommen.

3.2.3 Ausbaulasten

Der Begriff „Ausbaulasten“ umschließt alle durch nicht tragende Bauteile (Beläge, Unterdecken, nicht tragende Trennwände, Verkleidungen u. a.) oder feste Einrichtungen [(Fahr-)Treppen, technische Anlagen, Leitungen ohne Füllgut, Kabelkanäle] erzeugten Lasten.

Um eine möglichst große Flexibilität des Ausbaus im statischen Konzept zu erfassen, wird die Unterhanglast (Unterdecke und Installation) als veränderliche Last angenommen.

Nicht tragende Trennwände

Der Einfluss leichter, unbelasteter Trennwände bis zu einer Höchstlast von 5 kN/m Wandlänge darf durch einen gleichmäßig verteilten Zuschlag berücksichtigt werden. Bei Nutzlasten von 5 kN/m² und größer ist ein Zuschlag nicht erforderlich.

Aufgrund der Verformungsgrenzen bei der Deckenbemessung wird davon ausgegangen, dass nur Trennwandsysteme Verwendung finden, die nicht Verformungsempfindlich sind.

Schwerere Trennwände (> 5 kN/m Wandlänge) sind im Projekt nicht vorgesehen.

Unterdecken/Unterhanglasten

Die Angaben zu den an der Deckenunterseite angreifenden Lasten beziehen sich auf die Nutzung des darunterliegenden Geschosses. Es wird davon ausgegangen, dass in dieser Planungsphase an allen Deckenflächen die Belastung einer Unterdecke vorgehalten werden soll.

Mit dem Ziel einer dauerhaften Flexibilität der Ausstattung wird davon ausgegangen, dass an allen Deckenflächen eine Belastung durch

Unterdecken und Akustikelementen allgemein von 0,50 kN/m²

vorgehalten werden soll.

Zusätzlich wird in allen Geschossen für **haustechnische Installationen** eine

Unterhanglast von allgemein 0,50 kN/m²

angesetzt.

In den Fluren können teilweise etwas höhere Techniklasten durch Kabeltrassen auftreten, diese werden jedoch nicht besonders berücksichtigt, da hier die Akustikmaßnamen geringer ausfallen und sich die Gesamtlast somit ausgleicht.

Dachaufbauten/Bodenaufbauten

Nachfolgend werden für maßgebliche Bereiche die in den statischen Vorbemessungen entsprechend den Abstimmungen angenommenen maximalen Belagslasten beschrieben.

Deckenaufbau über EG

Ausbaulasten:	g_2 =	1,30 kN/m²	(Sportboden Kunststoff)
		+ 0,30 kN/m²	(Drainageschicht, wassergesättigt)
		+ 0,20 kN/m²	(Bituminöse Dachabdichtung)
		+ 0,30 kN/m²	(Gefälledämmung)
		+ 0,10 kN/m²	(Dampfsperre)
		+ 0,30 kN/m²	(Rundung / Sonstiges)
	Σg_2 =	**2,50 kN/m²**	

Für mögliche **Pflanzkästen** steht ein Gewicht in Höhe der Nutzlast zur Verfügung **(500 kg/m²)**, da auf der Fläche der Kästen keine weitere Verkehrslast auftreten wird.

Deckenaufbau über UG

Ausbaulasten:	g_2 =	0,10 kN/m²	(Belag, z.B. Linoleum)
		+0,15 kN/m²	(Ausgleichsschicht)
		+1,65 kN/m²	(70 mm Heizestrich)
		+0,05 kN/m²	(Trittschaldämmung)
		+0,20 kN/m²	(Dämmung)
		+0,35 kN/m²	(Rundung/Sonstiges)
	Σg_2 =	**2,50 kN/m²**	

Bodenaufbau Sohle

Ausbaulasten:	g_2 =	0,10 kN/m²	(Belag, z.B. Linoleum)
		+0,15 kN/m²	(Ausgleichsschicht)
		+1,65 kN/m²	(70 mm Heizestrich bzw. Sportboden)
		+0,05 kN/m²	(Trittschaldämmung)
		+0,20 kN/m²	(Dämmung)
		+0,35 kN/m²	(Rundung/Sonstiges)
	Σg_2 =	**2,50 kN/m²**	

3.2.4 Nutzlasten

Allgemeines

Die nachfolgend als „Nutzlasten“ beschriebenen Belastungen stellen maximal mögliche Flächenlasten infolge der normalen Nutzung durch Personen und Lasten des Mobiliars (ggf. auch Einwirkungen von Geräten oder Fahrzeugen) dar.

Dabei werden die entsprechend DIN EN 1991-1-1/NA, Tabelle 6.1DE1 aufgezeigten Mindestwerte für die jeweilige Nutzungskategorie eingehalten.

Tabelle 6.1DE — Lotrechte Nutzlasten für Decken, Treppen und Balkone

Spalte	1		2	3	4	5
Zeile	**Kategorie**		**Nutzung**	**Beispiele**	q_k kN/m²	Q_k [e] kN
1	A	A1	Spitzböden	Für Wohnzwecke nicht geeigneter, aber zugänglicher Dachraum bis 1,80 m lichter Höhe	1,0	1,0
2		A2	Wohn- und Aufenthaltsräume	Decken mit ausreichender Querverteilung der Lasten, Räume und Flure in Wohngebäuden, Bettenräume in Krankenhäusern, Hotelzimmer einschl. zugehöriger Küchen und Bäder	1,5	—
3		A3		wie A2, aber ohne ausreichende Querverteilung der Lasten	2,0[c]	1,0
4	B	B1	Büroflächen, Arbeitsflächen, Flure	Flure in Bürogebäuden, Büroflächen, Arztpraxen **ohne schweres Gerät**, Stationsräume, Aufenthaltsräume einschl. der Flure, Kleinviehställe	2,0	2,0
5		B2		Flure und Küchen in Krankenhäusern, Hotels, Altenheimen, Flure in Internaten usw.; Behandlungsräume **in Krankenhäusern**, einschl. Operationsräume ohne schweres Gerät; **Kellerräume in Wohngebäuden**	3,0	3,0
6		B3		Alle Beispiele von B1 u. B2, jedoch mit schwerem Gerät	5,0	4,0
7		C1		Flächen mit Tischen; z. B. **Kindertagesstätten, Kinderkrippen**, Schulräume, Cafés, Restaurants, Speisesäle, Lesesäle, Empfangsräume, **Lehrerzimmer**	3,0	4,0
8		C2		Flächen mit fester Bestuhlung; z. B. Flächen in Kirchen, Theatern oder Kinos, Kongresssäle, Hörsäle, Wartesäle	4,0	4,0
9	C	C3	Räume, Versammlungsräume und Flächen, die der Ansammlung von Personen dienen können (mit Ausnahme von unter A, B, D und L festgelegten Kategorien).	Frei begehbare Flächen; z. B. Museumsflächen, Ausstellungsflächen, Eingangsbereiche in öffentlichen Gebäuden, Hotels, nicht befahrbare Hofkellerdecken, **sowie die zur Nutzungskategorie C1 bis C3 gehörigen Flure**	5,0	4,0
10		C4		Sport- und Spielflächen; z. B. Tanzsäle, Sporthallen, Gymnastik- und Kraftsporträume, Bühnen	5,0	7,0
11		C5		Flächen für große Menschenansammlungen; z. B. in Gebäuden wie Konzertsäle, Terrassen und Eingangsbereiche sowie Tribünen mit fester Bestuhlung	5,0	4,0
12		C6		Flächen mit regelmäßiger Nutzung durch erhebliche Menschenansammlungen, Tribünen ohne feste Bestuhlung	7,5	10,0

Allgemeine Nutzlasten

Die nachfolgenden Nutzlasten stellen maximal mögliche Flächenlasten infolge der normalen Nutzung durch Personen und Lasten des Mobiliars (ggf. auch Einwirkungen von Geräten oder Fahrzeugen) entsprechend DIN EN 1991-1-1/NA, Tab. 6.1DE + 6.10DE dar.

- Flachdachbereiche Terrasse als Nutzfläche:	5,00 kN/m²
zusätzlich wird für Schneelast angesetzt	1,00 kN/m²
Nutzlast Dachfläche	**6,00 kN/m²**

Schneeanhäufungen, sowie Norddeutsche Tiefebene werden nicht besonders berücksichtigt, da bei größeren Schneehöhen nicht die volle Nutzlast zu erwarten ist.

- **Fußboden UG und EG** (DIN EN 1991-1-1/NA Tab. 6.1, Kategorie C3) **5,00 kN/m²**
- **Flure / Treppen** **5,00 kN/m²**

Techniklasten

Techniklasten sind in der allgemeinen Verkehrslast erfasst bzw. den Unterhanglasten.

Über der Terrassenfläche soll Bereichsweise eine **Photovoltaikanlage** vorgehalten werden.

Die **Zusatzbelastung** (incl. Unterkonstruktion) beträgt nach unserer Einschätzung

q_{PV} = 0,50 kN/m²

Um eine flexible Nutzung zu gewährleisten, wird auf dem Technikgebäude vorsorglich die gleiche Nutzlast wie auf der Terrassenfläche berücksichtigt

Flachdachbereiche Technikgebäude als Nutzfläche:	5,00 kN/m²
zusätzlich wird für Schneelast angesetzt	1,00 kN/m²
Nutzlast Dach Technikgebäude	**6,00 kN/m²**

Maschinenfundamente aus haustechnischen Anlagen werden nicht gesondert berücksichtigt, sofern diese erforderlich werden, müssen diese bei der Lastangabe der Haustechnik enthalten sein.

Für den Aufzug wird kein separater Maschinenraum vorgesehen. Für die Sohle werden 2 x Einzellasten Q=50 kN und an der Decke 2 x 20 kN berücksichtigt. Die detaillierten Aufzugslasten sind in der Werkplanung festzulegen und abzugleichen. Für die Unterfahrten wird eine freie Tiefe von max. 1,00 m vorgesehen.

3.2.5 Einwirkungen aus dem Baugrund

Aufgrund der Einbindung des Untergeschosses in den Baugrund bis ca. 3,0 m tiefe, sind die Außenwände mit einer Belastung aus Erddruck zu bemessen. Für den Erddruck aus Bodeneigengewicht und Geländeauflasten wird der erhöht-aktive Erddruck berücksichtigt.

3.2.6 Schnee

Die Schneelast wird als ortsfeste, veränderliche Einwirkung berücksichtigt. Die Zuordnung zur norddeutschen Tiefebene führt zu einer 2,3-fachen Erhöhung der Schneelast als außergewöhnliche Kombination (DIN EN 1990).

Daher und zur Berücksichtigung von Instandhaltungsarbeiten des Belags oder Installationsarbeiten für Technikaufbauten wird bei der Bemessung der Decken eine Nutzlast von mindestens $\mathbf{q_k = 2{,}0\ kN/m^2}$ berücksichtigt. Diese Last entspricht 2,0 m Neuschnee bzw. ca. 60 cm Altschnee, womit lokale Schneeanhäufungen im Bereich von Höhensprung, Attika oder Technikaufbauten erfasst sind.

3.2.7 Wind

Das Gebäude ist nicht schwingungsanfällig.

Folgende Randbedingungen werden bei der Ermittlung Einwirkungen aus Wind entsprechend DIN EN 1991-1-4 berücksichtigt:

- Basisgeschwindigkeitsdruck q_b = 0,39 kN/m² entsprechend DIN EN 1991-1-4/NA.B.3.3 bei einer Einordnung in Windzone 2, Binnenland (> 5 km von der Küste entfernt)
- Geländekategorie: IV (Stadtgebiete)

Aufgrund der Gebäudehöhe h < 25 m erfolgt die Ermittlung des Böengeschwindigkeitsdrucks gemäß DIN EN 1991-1-4/NA.B.3.2: „Vereinfachte Annahmen für den Böengeschwindigkeitsdruck bei Bauwerken bis zu einer Höhe von 25 m über Grund“ unter Berücksichtigung der Gebäudehöhe und der Windzone

3.2.8 Temperatur

Das Hauptgebäude wird gedämmt und innenseitig beheizt, so dass i. d. R. keine witterungsbedingten Temperaturbeanspruchungen zu berücksichtigen sind.

Das Technikgebäude wird nicht gedämmt und nicht beheizt, so dass hier die vollen wetter- und jahreszeitbedingten Temperaturschwankungen zu berücksichtigen sind.

Weitere, möglicherweise aus Bauzuständen resultierende Beanspruchungen werden hier nicht betrachtet, da deren Art und Größe wesentlich von der Art und dem Zeitraum der Bauausführung abhängig sind und insofern nur von der ausführenden Firma planerisch erfasst werden können. Hierzu gehören auch die potenziellen Temperaturlastfälle in Bauzuständen, die von den Temperaturlastfällen im Endzustand abweichen können. Es wird davon ausgegangen, dass diese potenziellen Temperaturlastfälle in den Bauzuständen durch entsprechende baubetriebliche Maßnahmen (Einhausung, Abdeckung, Nachbehandlung, Baustellenheizung) unterbunden werden.

Nach Abstimmung mit dem Bauherrn und dem Objektplaner kann die Ausführung des Rohbaus im Winter nicht ausgeschlossen werden.

Die Planung des Rohbaus vom Hauptgebäude erfolgt für den Endzustand als temperiertes Gebäude mit typischen Innentemperaturen zwischen 15°C und 25°C. Es wird eine Aufstelltemperatur von 20°C und eine Abweichung von maximal ± 10 K vorausgesetzt. Darüber hinausgehende Beanspruchungen aus Temperatur, z. B. infolge bauzeitlich bedingter Zwischenzustände während der Bauausführung (jahreszeitbedingte Klimawechsel), sind durch geeignete Maßnahmen wie bauzeitliche Beheizung oder Wärmedämmung auszuschließen.

Nicht erfasst werden darüber hinaus Temperaturlastfälle im Endzustand, die sich aus unsachgemäßer Benutzung der Raumheizung oder Ausfall der Heizungsanlage ergeben können. Es wird davon ausgegangen, dass diese potenziellen Temperaturlastfälle bei den Instandsetzungsmaßnahmen durch entsprechende Ersatzmaßnahmen (z. B. Baustellenheizung) kompensiert werden. Berücksichtigt sind jedoch Temperaturlastfälle, die sich zwangsläufig beim Einbringen und bei der Festigkeitsentwicklung von Bauprodukten in den Bauzuständen ergeben, so z. B. beim Abfließen der Hydratationswärme von Beton.

3.2.9 Straßenverkehr/Staplerbetrieb

Es werden keine Lasten aus Straßenverkehr eingebracht.

3.2.10 Einwirkungen auf Absperrungen

Geländer- und Brüstungslasten (durch Personen verursachte horizontale Kräfte, entsprechend DIN EN 1991-1-1/NA:2010-12, Tabelle 6.12DE)

- Öffentliche Bereiche: g_{kH} = 1,0 kN/m

Der Fußboden des Erdgeschosses liegt 0,96 m über dem Gelände, so dass sich hier gemäß Objektplanung keine Anforderungen an die Absturzsicherung ergeben.

3.2.11 Einwirkungen aus Anprall

Auf dem Gelände findet Verkehr nur als Anlieferverkehr (kein Durchgangsverkehr) bei eingeschränkter Geschwindigkeit (≤ 10 km/h) statt. Eine Feuerwehrumfahrung ist zu klären. Auf der sicheren Seite wird eine Anpralllast auf die Wände bzw. Stützen um das gesamte Gebäude rundum berücksichtigt. Dieser wird entsprechend DIN EN 1991-1-7/NA, Tabelle NA.2-4.1, Zeile 5 angesetzt zu:

horizontalen Anpralllast $\mathbf{Q_{dx} = Q_{dy} = 100\ kN}$

in der Höhe von 1,25 m über Fahrbahn in Längs- und Querrichtung berücksichtigt.

3.2.12 Brand

Entsprechend der Brandschutznorm besteht zur Gewährleistung der Sicherheit von Personen ein wesentliches Schutzziel in der Erhaltung der Tragfähigkeit im Brandfall für einen bestimmten Zeitraum. Dieser „Feuerwiderstand“ von Tragwerken ist so festzulegen, dass sowohl Personenevakuierung als auch Brandbekämpfung gewährleistet sind.

Die Einordnung der Bauteile in Feuerwiderstandsklassen zum baulichen Brandschutz erfolgt entsprechend den Angaben des Brandschutzgutachtens.

Der geforderte Feuerwiderstand von Tragwerken ist rechnerisch oder durch genormte Brandversuche nachzuweisen.

Die Nachweise zum konstruktiven Brandschutz nach DIN EN 1992-1 sind Bestandteil der Tragwerksplanung.

Alle Decken, Wände und Stützen werden aus nichtbrennbaren Baustoffen und für einen **Feuerwiderstand von R30 bzw. R90** ausgebildet.

Die Vorgaben (R30/R90) sind in der weiteren Planung mit dem Brandschutzkonzept abzugleichen.

3.2.13 Erdbeben

Der Gebäudekomplex befindet sich nicht in einer Erdbebenzone.

3.2.14 Explosion

Keine Anforderung.

3.2.15 Geometrische Imperfektionen

Abweichungen von der vertikalen Tragwerksgeometrie ziehen Lastausmitten nach sich, die zusätzliche horizontale Beanspruchungen bedeuten. Bei der Ermittlung von Einwirkungen

auf aussteifende Tragwerksteile werden mögliche Schiefstellungen vertikaler Druckglieder entsprechend DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01 Punkt 5.2 berücksichtigt.

3.3 Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit

3.3.1 Fugenlose Betonkonstruktionen

Traditionell werden große Bauwerke in unterschiedlichen Abständen durch Dehnungsfugen unterteilt. Viele Probleme in den Fugenbereichen sowie die hohen Herstellungskosten machen jedoch eine Minimierung der Fugenzahl wünschenswert. Durch den heutigen Kenntnisstand auf dem Gebiet des Stahlbetonbaus kann auch bei dem vorliegenden Bauwerk auf die Ausbildung von Dehnungsfugen verzichtet werden.

Wände und Decken erhalten infolge Behinderung der Verformungen aus Schwinden und Kriechen des Betons und aus Temperaturänderungen Zwangsbeanspruchungen (Schwinddehnungen, Stützensenkung, Temperaturdehnungen). Die Auswirkungen dieser Zwänge auf das gesamte Tragwerk müssen beachtet werden. Ergänzende Ausführungen und Überlegungen zu Zwangsbeanspruchungen werden in der statischen Berechnung behandelt. Es muss Bewehrung zur Abdeckung von Zwangsbeanspruchungen vorgesehen werden, um die Rissbreiten auf ein zulässiges Maß zu beschränken. Diese Bewehrung sollte prinzipiell aus beidseitig angeordneten, dünnen Bewehrungsstäben in engem Abstand bestehen. Grundsatz bei der Herstellung von großflächigen Betonbauteilen muss sein, aus Zwangsbeanspruchungen resultierende Zugspannungen im Beton möglichst klein zu halten. Die Bemessung und Auslegung der Betonbauteile orientiert sich an maßgebenden Anforderungen zur Begrenzung der Rissbreiten entsprechend DIN EN 1992-1-1. Ziel ist es klaffende Risse zu vermeiden und die Zwangskräfte durch eine kontrollierte Rissentwicklung abzubauen.

Die Planung erfolgt für den Endzustand des Bau- bzw. Tragwerks. Darüberhinausgehende Beanspruchungen, z. B. infolge bauzeitlich bedingter Zwischenzustände während der Bauausführung (jahreszeitbedingte Klimawechsel), sind von der ausführenden Firma eigenverantwortlich, ggf. durch eine zusätzliche Planung, zu berücksichtigen bzw. durch geeignete Maßnahmen auszuschließen.

Neben diesen Planungsgrundsätzen sind die folgenden Forderungen bei der Bauausführung zu beachten:

- Geringe Hydratationswärme (schwindarmer, langsam abbindender Zement/NW-Zement, möglichst geringer Zementgehalt, Ersatz von Zement durch Flugasche).
- Langsam erhärtender Beton ($r = f_{cm,2} / f_{cm,28} \leq 0,3$) nach DIN EN 206-1. Derzeit kann auf dem Markt die Beschaffung eines langsam erhärtenden Betons nicht sichergestellt werden. Mit Bauherrn und Architekt wurde abgestimmt, die Planung für übliche Betone ($k_{zt} = 0,75$; gemäß DBV-Merkblatt und $k_l = 1,0$) durchzuführen.
- Niedriger Wasser-Zement-Wert ($w/z \leq 0,55$).
- Beton ggf. mit Verflüssiger verarbeiten.

- Verlängerte Ausschalfristen.

- Ausschalfristen nach DIN EN 1992-1-1 beachten; bei großen Deckenspannweiten (> 6 m) sowie bei Unterzügen wird empfohlen, die Ausschalfrist auf 14 Tage zu erhöhen.

- Hilfsstützen mindestens 6 Wochen stehen lassen.

- Arbeitsfugen nur nach Rücksprache mit der örtlichen Bauleitung festlegen.

- Einbau des Frischbetons mit möglichst niedriger Eigentemperatur bei möglichst geringer Außentemperatur.

- Geringes Schwinden des Betons (möglichst niedriger Zementsteingehalt, Feuchthalten keinesfalls mit kaltem Wasser).

- Einhaltung einer geringen Temperaturdifferenz zwischen neuem und altem Beton (möglichst < 10 - 15 K).

- Sorgfältige Nachbehandlung des betonierten Bauteils.

- Den jungen Beton vor Witterungseinflüssen (*unmittelbare* Sonneneinstrahlung, Zugluft, Wind und Regen) und raschem Abkühlen schützen:

Dazu sind Frischbetonoberflächen, sobald diese begehbar sind, mit PVC-Folien abzudecken. Bei Außentemperaturen unter + 5°C oder bei unmittelbarer Sonneneinstrahlung ist die Abdeckung mit einer 2-lagigen Winterbaumatte mit jeweils mindestens 1 cm Dämmstoffstärke zu ergänzen.

Wände sind nach dem Betonieren mit einem Verdunstungsschutz zu versehen (z. B. Abhängen mit PVC-Folien). Bei Außentemperaturen unter +5°C oder bei unmittelbarer Sonneneinstrahlung ist die Abdeckung mit einer 1-lagigen Wärmedämmmatte zu ergänzen. Zusätzlich ist der Beton bei trockener und warmer Witterung feucht zu halten.

Es ist darauf zu achten, dass der Schutz vor zu schneller Auskühlung erst nach Erreichen des Temperaturmaximums angebracht wird, um einer verstärkten Erhöhung der Bauteiltemperaturen während der Hydratation entgegen zu wirken.

Die Oberfläche darf nie direkt besprüht werden, damit die Feinanteile aus der Zementhaut nicht ausgespült werden. Bei Außentemperaturen unter 0° C sind zusätzliche Maßnahmen durchzuführen, um die Betonbauteile in geeigneter Weise vor zu starker Auskühlung zu schützen.

Die Betontechnologie, wie z. B. Art und Lage der Arbeitsfugen, Betonrezeptur etc. sind von der ausführenden Firma zu planen und dem Auftraggeber und dessen Fachplaner vorzulegen. Dieses Konzept ist vom Auftragnehmer im Zuge der Angebotsbearbeitung zu bestätigen bzw. zu konkretisieren.

Die Wasserundurchlässigkeit ist durch das gewählte Dichtungssystem zu gewährleisten. Die für die geplante Nutzung erforderlichen Eigenschaften dürfen durch die Arbeitsfugen nicht

beeinträchtigt werden. Im Bereich der abschnittsweise herzustellenden Bodenplatte sind die Arbeitsfugen so auszuführen, dass sie die Bedingungen der „verzahnten Fuge“ gemäß DIN EN 1992-1-1, Abs. 6.2.5 erfüllen.

Da die Beschränkung der Rissbreite stark von der Betonzugfestigkeit abhängt, sind unbedingt Überfestigkeiten zu vermeiden. Für die Festigkeiten gelten als Sollwerte die Normwerte gem. DIN EN 1992-1-1, 3.1.2, Tab. 3.1 für Normalbeton bzw. 11.3.1, Tab.11.3.1 für Leichtbeton. Die charakteristischen Werte der Betondruckfestigkeit f_{ck} (Tab. 3.1/Tab. 11.3.1, Zeile 1) bzw. die Mittelwerte der Zugfestigkeiten f_{ctm} (Tab. 3.1/Tab. 11.3.1, Zeile 4) müssen unter den Werten der nächsthöheren Festigkeitsklasse liegen. Es ist ein Beton zu verwenden, dessen Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$ nach 5 Tagen höchstens 75 % der mittleren Zugfestigkeit f_{ctm} erreicht (max $f_{ct,eff,5d}$ = 0,75 f_{ctm},28d). Diese Rechenwerte werden bei der statischen Berechnung der rissbreitenbegrenzenden Mindestbewehrung gemäß DIN EN 1992-1-1 Abs. 7.3.2 angesetzt.

Für alle Betonbauteile sind frostbeständige, hochwertige Zuschlagstoffe mit im günstigen Bereich liegender Kornzusammensetzung (A/B 32; in Bereichen mit hoher Bewehrungskonzentration A/B 16) zu wählen. Für Korngrößen über 3 mm sind absolut kalkfreie Zuschlagstoffe zu verwenden.

Betonzusätze dürfen nur im Einvernehmen nach Freigabe durch die örtliche Bauleitung eingesetzt werden; die Zugabemittel sind auf dem Lieferschein zu vermerken.

Ziel ist es, klaffende Risse zu vermeiden und die Zwangskräfte durch eine kontrollierte Rissentwicklung abzubauen.

3.3.2 Durchbiegungen, Überhöhungen und Hilfsstützen

Gemäß DIN EN 1992-1-1, Abschnitt 7.4.1 werden das Erscheinungsbild und die Gebrauchstauglichkeit eines Tragwerks nicht beeinträchtigt, wenn der Durchhang einer Deckenplatte unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination 1/250 der Stützweite nicht überschreitet.

Die Durchbiegung der Decken nach Einbau der relevanten nicht tragenden Bauteile (GK, Mauerwerk, Glas, Fassadenanschlüsse o. ä.) bzw. technischer Ausrüstung ist durch verformungsverträgliche und duktile Ausbaukonstruktionen aufzunehmen und bei der Festlegung von Installationshöhen zu beachten. Insbesondere die Trennwände sind mit entsprechenden beweglichen Anschlüssen und in duktiler Bauweise auszubilden.

Der Deckendurchhang unter Dauerlasten kann ggf. durch eine adäquate Schalungsüberhöhung ausgeglichen werden. Zwischen den einzelnen Geschossdecken können sich je nach Stützungsverhältnissen, Ausbau und Nutzung Relativverschiebungen einstellen. Bei der Planung der nichttragenden Bauteile (Wände, Schächte, Kanäle etc.) sind diese zu berücksichtigen. Die Anschlüsse aller nichttragenden Bauteile sind zwingend verträglich zu den zu erwartenden Bauteilverformungen und mit entsprechend dimensionierten Fugen zwischen Massivbauteil und nicht tragendem Element auszubilden.

Gleitenden Anschlüsse für alle Deckenbereiche und für die Fassaden sind für Relativverschiebungen von **bis zu 10 mm** auszulegen.

Nachträgliche Verformungen der Decken und Unterzüge lassen sich durch betontechnologische und bautechnische Maßnahmen klein halten. Insbesondere ist das Vorhalten von Hilfsstützen dazu geeignet, die nachträglichen, nicht linearen Verformungen wesentlich zu reduzieren.

Statisch erforderliche Überhöhungen der Konstruktion sind in der statischen Berechnung ausgewiesen. Den Berechnungen liegt der nach DIN EN 1992-1-1, Tabelle 3.1 für die jeweilige Betongüte geltende Elastizitätsmodul zugrunde. Die ausführende Firma muss die Einhaltung des E-Moduls für alle zur Ausführung vorgesehenen Betone prüfen und dokumentieren. Bei Abweichungen ist die Planung durch die ausführende Firma anzupassen.

Vor dem Ausschalen sind die – im Rahmen der Betonüberwachung – ermittelten E-Moduli mit den Annahmen der Berechnungen der ausführenden Firma zu vergleichen. Bei maßgebenden Abweichungen sind entsprechende Gegenmaßnahmen durch die ausführende Firma zu planen und auszuführen.

Es ist darauf zu achten, dass Planung und Ausführung so organisiert werden, dass die Herstellung von nicht tragenden Trennwänden zu einem möglichst späten Zeitpunkt vorgenommen wird. Eine kraftschlüssige Verbindung mit der oberen Betondecke ist zu unterbinden. Die horizontale Halterung der Wände muss so erfolgen, dass die Wände seitlich unverschieblich gehalten werden. Die Regelungen der DIN EN 1996-1-1 zu Wänden aus Mauerwerk sind zu beachten.

Hilfsstützen sind außerdem während des Bauzustands unter freitragenden Wänden, Verbundträgern und Plattenbalken sowie unter aufgehängten Konstruktionen vorzusehen, bis

die mitwirkenden Bauteile tragfähig sind. Die Hilfsstützen sind von der ausführenden Firma ausführungsreif zu planen, d.h. in der Ausschreibung sind diese Planungen als separate Positionen zu berücksichtigen.

3.3.3 Rissbreiten

Die Bodenplatten, Decken und Wände erhalten infolge Behinderung der Verformungen aus Schwinden, Kriechen und Temperaturänderungen des Betons Zwangsbeanspruchungen. Aus der Bauwerksnutzung ergeben sich für die Innenbauteile keine zwängungserzeugenden Temperaturlastfälle.

Mit dem Ziel, klaffende Risse zu vermeiden und die Zwangskräfte durch eine kontrollierte Rissentwicklung abzubauen, wird eine entsprechende Zwangsbewehrung vorgesehen. Die Bemessung dieser Grundbewehrung erfolgt nach DIN EN 1992-1-1, 7.3.2 in Abhängigkeit von den Anforderungen.

Für die Stahlbetonbauteile in den Innenbereichen wurden durch die Objektplanung hinsichtlich der Rissbildung keine erhöhten Anforderungen bezüglich Optik oder Beschichtung angegeben, welche über die Anforderung der Stahlbetonnorm hinausgehen.

In Anlehnung an die Richtlinie „Wasserdurchlässige Bauwerke aus Beton“ (WU-Richtlinie des DAfStb Deutscher Ausschuss für Stahlbeton vom Nov. 2017) können für unterschiedliche Beanspruchungs- und Nutzungsverhältnisse folgende Klassifizierung vorgenommen werden:

- Beanspruchungsklasse 1:
  Kontakt des Bauteils mit Grundwasser, Hochwasser, zeitweise stauendem Sickerwasser
- Beanspruchungsklasse 2:
  Kontakt des Bauteils mit nicht stauendem Sickerwasser, feuchtem Erdreich
- Nutzungsklasse A:
  keine Feuchtstellen und keine – auch nicht temporäre – Wasser führenden Risse und Fugen, z. B. hochwertig genutzte Lagerräume, Aufenthaltsräume, Archive
- Nutzungsklasse B:
  feuchte Flecken zulässig, temporär Wasser führende Risse (mit Selbstheilung), längerfristig feuchte Rissufer, z. B. Tiefgaragen, Lagerräume mit geringen Anforderungen

Für das UG gilt gemäß Bodengutachten aufgrund des Kontakts mit Schichtenwasser und stauendem Sickerwasser die **Beanspruchungsklasse 1.**

In den Räumen des Untergeschosses ist durchgehen eine hochwertige Nutzung vorgesehen. Außerdem kann eine Zugänglichkeit für nachträgliche Verpressarbeiten aufgrund der Nutzung nicht sichergestellt werden (Nutzungsunterbrechung, Ausbau Bodenbelag und Estrich). Daher ist ein Wasserdurchtritt in flüssiger Form (auch durch Fugen, Sollrissquerschnitte oder Risse) auszuschließen.

Gemäß Nutzungskonzept wird das Untergeschoss in die **Nutzungsklasse A** nach DAfStb-Richtlinie für WU-Bauwerke aus Beton eingeordnet.

Nach WU-Richtlinie können die Anforderungen der Nutzungsklassen hinsichtlich Trennrissbildung oder Trennrissbreiten unter Zugrundelegung folgender Entwurfsgrundsätze erfüllt werden:

a) Vermeidung von Trennrissen durch die Festlegung von konstruktiven, betontechnischen und ausführungstechnischen Maßnahmen (s. Absätze 6 und 7)

b) Festlegung von Trennrissen, die so gewählt werden, dass bei Beanspruchungskasse 1 der Wasserzutritt durch Selbstheilung begrenzt wird.

c) Festlegung von Trennrissbreiten, die in Kombination mit im Entwurf vorgesehenen Dichtmaßnahmen gemäß Abschnitt 12 die Anforderungen erfüllen. Hierbei sind die Mindestanforderungen an die rechnerischen Trennrissbreiten nach DIN EN 1992-1-1, 7.3.1, einzuhalten.

Der **Entwurfsgrundsatz a)** erfordert eine Aufteilung aller WU-Bauteile in viele Betonierabschnitte mit Sollrissfugen, welche nachträglich verpresst werden. Dies ist technisch sehr aufwendig und mit hohen Risiken bei der Ausführung behaftet. Außerdem führt die Aufteilung der Bauteile mit Sollrissfugen zu ungünstigen statischen Systemen für das Gesamttragwerk. Die Ausführung mit diesem Entwurfsgrundsatz können wir nach Abwägung der Risiken nicht empfehlen.

Der **Entwurfsgrundsatz b)** kann bei Nutzungklasse A nicht angewendet werden, da der für die Selbstheilung notwendige Wasserzutritt bei der Nutzung nicht zugelassen werden kann. Außerdem steht das Grundwasser nicht dauerhaft an, so dass die Selbstheilung in der Wasserwechselzone nicht möglich ist.

Für den **Entwurfsgrundsatz c)** gemäß WU-Richtlinie ist eine nachträgliche Abdichtung (Verpressen) der auftretenden Risse erforderlich, wobei später auftretende Risse (Risiko durch Temperaturdifferenzen, siehe oben) ggf. nicht mehr zugänglich sind. Zusätzlich ist nach 5.2 (3) eine vollflächige innenseitige Abdichtung erforderlich, wenn die Dampfdiffusion raumseitig nicht abgeführt werden kann (durch Fliesen oder Bodenaufbauten gefangen). Der Aufwand für diese Abdichtung ist ähnlich hoch, wie für eine außenliegende Schwarzabdichtung.

Zusammenfassend wird die Abdichtung der Gründungssohle in WU-Beton nicht empfohlen, sondern die Ausführung einer **außenliegenden Abdichtung nach DIN 18533-1** (z.B. Schwarzabdichtung) empfohlen.

Nachfolgend werden die rechnerischen Anforderungen an die Bauteile bezüglich der Rissbildung festgelegt:

- Erdberührte Bauteile (Bodenplatten): w = 0,30 mm
- Bauteile unter Abdichtung (Dächer): erhöhte Anforderungen an Rissverteilung: w = 0,30 mm
- Sonstige Bauteile innen (gemäß DIN EN 1992-1-1 w = 0,40 mm

Da der Zeitpunkt der Rissbildung nicht mit Sicherheit innerhalb der ersten 28 Tage nach der Betonage festgelegt werden kann, ist für die Bemessung der Rissbreite der innenliegenden warmen Stahlbetonbauteile der **Lastfall „späten Zwang“ zu berücksichtigen** (vgl. Heftreihe DBV – Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., Heft 38).

3.3.4 Schwingungen

Nutzungen mit einer besonderen Begrenzung von Eigenfrequenzen sind nicht vorgesehen.

3.3.5 Kriechen und Schwinden, Temperaturunterschiede

Gemäß DIN EN 1992-1-1/NA, Abschnitt 5.1.1 (NA.11) sind die Auswirkungen zeitlicher Einflüsse wie Kriechen und Schwinden auf die Schnittgrößen zu berücksichtigen, wenn sie von Bedeutung sind. Dieses ist i. d. R. für den üblichen in Stahlbetonbauweise erstellten Hochbau nicht der Fall.

Die unter Abschnitt 3.3.1 „Fugenlose Konstruktionen“ angesprochenen Maßnahmen sind zu beachten.

3.3.6 Sicherstellung der Dauerhaftigkeit

Zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit gegen chemische und physikalische Einflüsse sind für Stahlbeton- und Spannbetonbauteile Mindestbetonfestigkeiten und Mindestwerte der Betondeckung gemäß DIN EN 1992-1-1, Abschnitt 4.4.1.2 (5), Tabellen NA.4.3 bzw. NA.4.4 einzuhalten, wobei je nach Umgebungsbedingung und Expositionsklasse die zwei Hauptgruppen Bewehrungskorrosion und Betonangriff unterschieden werden.

Mindestanforderungen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit:

Bauteil	Expositions-klasse	Mindestbeton-festigkeitsklasse	Betondeckung [mm] c_{min}	+ Δc_{dev}	= c_{nom}
Bodenplatte:					
erdseitig (unten)	XC 2, WF	C 16/20	20	15	35
innen	XC 1, WO	C 16/20	10	10	20
Innenwände, Innenstützen:					
innen	XC 1, WO	C 16/20	10	10	20
Außenwände, Außenstützen:					
Außen, hinter WDVS	XC 1, WF	C 20/25	10	10	20
Außen (unter Abdichtung)	XC 3, WF	C 20/25	20	15	35
Decken, Balken:					
innen	XC 1, WO	C 16/20	10	10	20
Dachdecken:					
oben (unter Abdichtung)	XC 3, WF	C 20/25	20	15	35
unten	XC 1; WO	C 16/20	10	10	20
Kragdecke:					
Außenbauteil	XC 4, XF 4, WF	C 30/37	25	15	40

Aus Brandschutzgründen wird jede Betondeckung mindestens mit c_{nom} = 30 mm ausgeführt (Mindestachsabstand der Bewehrung zur Bauteiloberfläche 30 mm!).

3.3.7 Festlegung der Betone und der Bewehrungsüberdeckungen

Zur Gewährleistung eines ausreichenden Verbunds der Bewehrung, zum Schutz vor Bewehrungskorrosion und zur Erzielung des geforderten Feuerwiderstands des entsprechenden Stahlbetonbauteils ist die Bewehrung mit einer ausreichenden Überdeckung zu versehen. Die Festlegung der Bewehrungsüberdeckung erfolgt entsprechend DIN EN 1992-1-1 + NA unter Beachtung des erforderlichen Feuerwiderstands entsprechend DIN EN 1992-1-2 + DIN 4102-4

Nachfolgend wird die gewählte Bewehrungsüberdeckung für die wesentlichen Bauteile zusammengestellt:

Festlegungen zur Bewehrungsüberdeckung (c_{nom})

- Bodenplatte	erdseitig :	3,5 cm
	innen:	3,5 cm
- Wände/Stützen	innen:	3,0 cm
	außen:	3,5 cm
- Dachdecken	oben:	3,5 cm
	unten	3,0 cm
- Decken allgemein	oben:	3,0 cm
	unten	3,0 cm

Festlegung der Betone

- Sauberkeitsschicht	C12/15
- Bodenplatte	C25/30
- Decken/Balken	C25/30
- Wände/Stützen	C25/30

3.3.8 Bewehrungsgehalte siehe Entwurfsplanung

3.3.9 Stahlbauteile

Die Außentreppe an der Längsseite es Gebäudes und die Treppe am Technikgebäude ist als Stahlkonstruktion vorgesehen.

Außerdem ist die Unterkonstruktion der Textilverkleidung an der Fassadenlinie des Daches mit Stahlprofilen geplant. Diese „Pfosten“ werden im Abstand des Gebäuderasters (4,75 m) über der Terrasse durch Stahlträger mit der Stahlbetonwand im Dachgeschoss verbunden. Auf diesen Profilen sollen in lockerer Gliederung Photovoltaik-Module angeordnet werden.

Die ggf. erforderlichen Detail- und Festigkeitsnachweise erfolgen durch die ausführende Firma. Die Planung ist ggf. in separaten Positionen bei der Ausschreibung zu berücksichtigen.

3.3.10 Besondere Regelungen

Keine

3.4 Bauphysikalische Anforderungen

3.4.1 Wärme- und Schallschutz

Einflüsse aus Wärmeschutz und Schallschutz auf das Tragwerk stellen sich vor allem im Außenwandaufbau/Fassade, Innenwandaufbau bzw. im Deckenaufbau/Dachaufbau durch die zu beachtenden Eigenlasten dar. Weitergehende Anforderungen mit Relevanz für die Tragwerksplanung sind nicht bekannt.

Die Treppen im Gebäude werden schalltechnisch nicht entkoppelt. Die Planung der Konstruktion durch den Architekten erfolgt unter Einbeziehung eines Bauphysikers. In der weiteren Tragwerksplanung werden die Lasten der erforderlichen Konstruktionen und entsprechende konstruktive Vorgaben berücksichtigt.

Die gesamte oberirdische Gebäudekonstruktion wird außenseitig gedämmt und innenseitig beheizt, so dass keine witterungsbedingten Temperaturbeanspruchungen zu berücksichtigen sind. Davon ausgenommen sind die Stahlkonstruktionen und das Technikgebäude, welches nicht gedämmt und nicht beheizt wird.

3.4.2 Feuchteschutz

Dichtigkeit gegen Grundwasser / Sickerwasser:

Die Abdichtung gegen stauendes Sickerwasser und Bodenfeuchtigkeit erfolgt nach Angaben des Objektplaners.

Dichtigkeit gegen Oberflächenwasser:

In den Dachbereichen wird die Dichtigkeit gegen Oberflächenwasser durch eine Abdichtung sichergestellt. Die Ausführungsplanung erfolgt durch den Objektplaner / Bauphysiker.

3.5 Besondere Anforderungen

3.5.1 Anforderungen hinsichtlich Abgrenzungen oder Erweiterungen

Der Gebäudekomplex wird so bemessen, dass er selbständig standsicher ist. Eine konstruktive Berücksichtigung von Abgrenzungen / Realteilungen ist nicht vorgesehen.

Erweiterungen mittels Aufstockungen sind nicht geplant.

3.5.2 Anforderungen hinsichtlich Objektschutz

Eine Ausbildung von Schutzräumen ist nicht vorgesehen. Anforderungen des Bauherrn hinsichtlich besonderer Schutzziele, die die Gewährleistung der Standsicherheit bei Ausfall einzelner Tragglieder oder zusätzliche konstruktive Ausbildungen zur Abwehr von außergewöhnlichen Einwirkungen erforderlich machen, sind nicht bekannt.

3.5.3 Anforderungen hinsichtlich benachbarter Nutzungen

Das geplante Gebäude ist direkt an der nordöstlichen Grundstücksgrenze geplant, daneben befindet sich ein zweigeschossiges Gebäude. Gebäude schließt nicht direkt an benachbarte Gebäude an.

Der Hauptbaukörper hat einen Abstand zu dem oben genannten Nachbargebäude von ca. 4,40 m, so dass die Fundamente es Bestandsgebäudes nach dem derzeitigen Kenntnisstand keinen Einfluss auf den Neubau ausüben.

Um eine Beeinflussung auch im Bauzustand auszuschließen ist für den Zustand zur Herstellung des Untergeschosses zum Nachbargebäude eine Berme mit Böschung nach DIN 4123 einzuhalten.

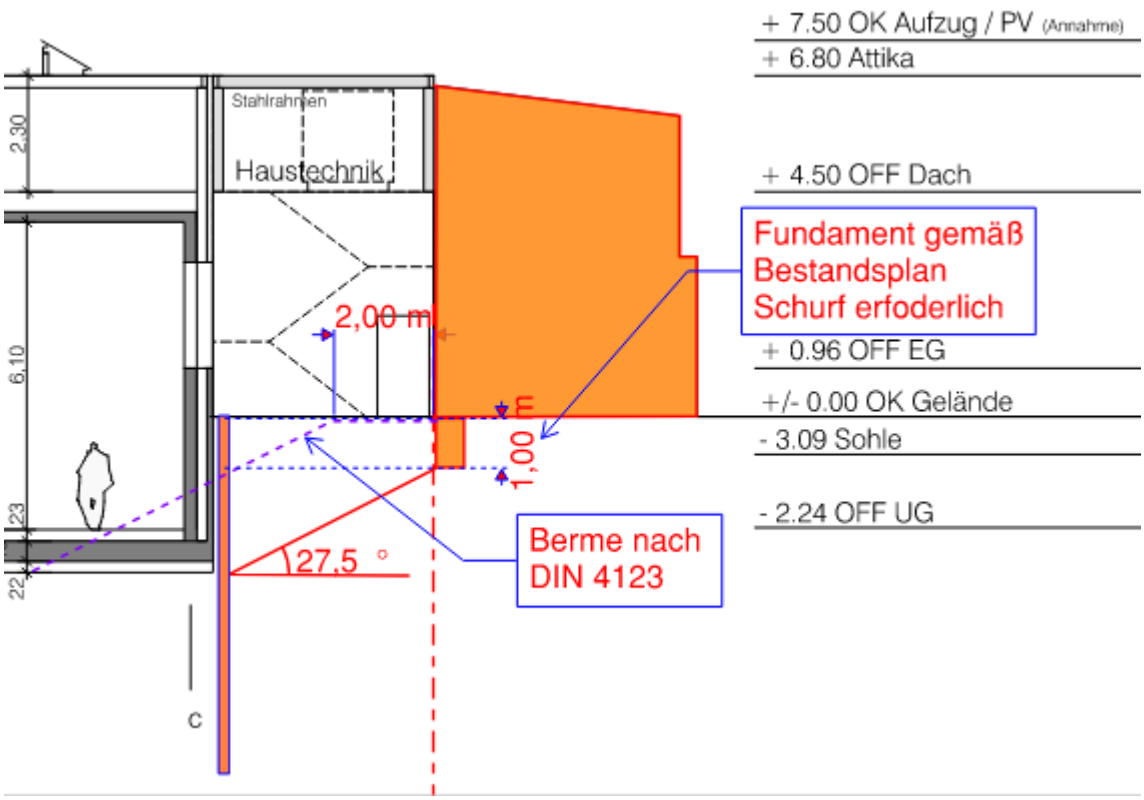


Bild: Skizze zur Beeinflussung zwischen Nachbarbebauung und Neubau

Im vorliegenden Fall schneidet das Untergeschoss in die Böschungslinie ein, so dass eine zusätzliche Sicherung erforderlich wird.

Wenn die Ausstrahlung der Fundamentlast unter dem Reibungswinkel Phi = 27,5° nicht die freie Höhe des Verbau trifft, kann die Baugrubenwand freistehend ausgeführt werden. Anderenfalls ist eine Verankerung oder Aussteifung der Baugrubenwand erforderlich.

Im vorliegenden Fall ist diese Situation gerade noch gegeben. Daher sollte die Gründungstiefe der Nachbarbebauung vor Ort durch einen Schurf geprüft werden.

Für die Sicherung der Berme ist in jedem Fall ein Verbau erforderlich. Zur Verringerung des Risikos von Setzungen durch Verformungen des Verbaus, wird empfohlen, den Verbau mit einbetonierten Trägern auszuführen und damit die Träger im Boden zu belassen.

An der Straßenfront und zum Nachbargebäude auf der Nordost-Seite ist ein Baugrubenverbau zur Sicherung der Straße bzw. des Gebäudes erforderlich. Hier wird eine freistehende Trägerbohlwand (Berliner Verbau) empfohlen. Gemäß Angaben aus dem Bodengutachten sollen die Träger erschütterungsarm mit verrohrten Bohrungen eingebracht werden. An der Straßenseite ist die Anordnung eines Arbeitsraumes möglich. Zum Nachbargebäude sollte auf einen Arbeitsraum verzichtet werden, um eine Verankerung bzw. Aussteifung des Verbaus zu vermeiden.

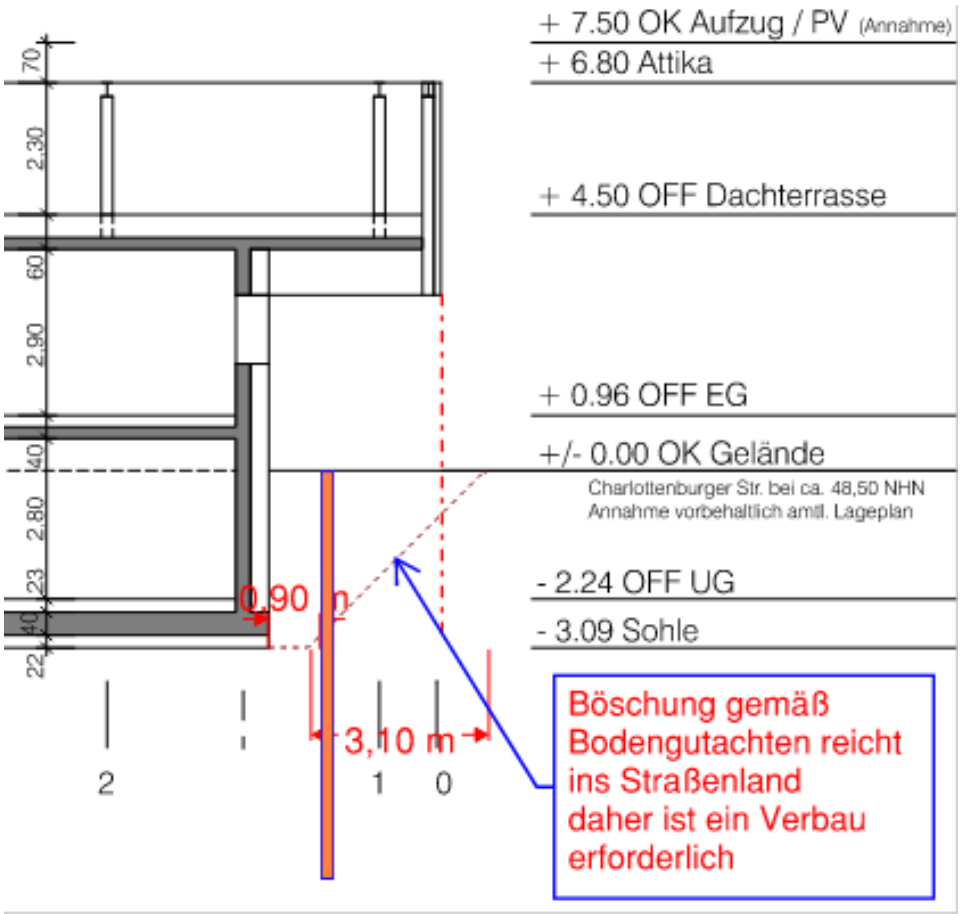


Bild: Skizze zur Baugrube an der Straßenseite

Andere vorhandene benachbarte Gebäude stehen für die Baugrube und den Endzustand in ausreichender Entfernung. Eine besondere Berücksichtigung der anderen Nachbargebäude ist somit nicht erforderlich.

3.5.4 Anforderungen aus der Bauphase

Bei der Planung der Baumaßnahme sind keine über das übliche Maß hinausgehenden Einschränkungen, z. B. des Baustellenlärms, zu beachten.

3.6 Ausführungsklassen für den Stahlbau

Für den Fall, dass Stahlbauteile für die Tragkonstruktion geplant werden, ergeben sich hierzu die folgenden Anforderungen. Die Anforderungen an die Betriebe für die Herstellung von Bauteilen (Sägen, Bohren, Stanzen, Schneiden, Schweißen etc.) werden in DIN EN 1090-2 in vier Ausführungsklassen EXC (Execution Classes) festgesetzt. Die Ausführungsklassen werden durch die folgenden Kategorien bestimmt:

- Schadensfolgeklassen CC2 (DIN EN 1990, Tabelle B.1)
  (VDI Richtlinie 6200: Februar 2010, Tabelle 1)
- Beanspruchungskategorie SC1 (DIN EN 1090, Tabelle B.1
- Herstellungskategorie PC2 (DIN EN 1090, Tabelle B.2)

Tabelle B.3 — Empfohlene Matrix für die Bestimmung der Ausführungsklassen

Schadensfolgeklassen		CC1		CC2		CC3	
Beanspruchungskategorien		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Herstellungskategorien	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3[a]	EXC3[a]
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3[a]	EXC4

[a] EXC4 sollte bei außergewöhnlichen Tragwerken oder bei Tragwerken mit hohen Versagensfolgen angewendet werden, entsprechend der nationalen Vorschriften

(DIN EN 1990, Tabelle B3)

➔ **Einordnung in die Ausführungsklassen EXC2**

4 Gefährdungsabwehr/Maßnahmen

4.1 Gewährleistung der Tragsicherheit

4.1.1 Sicherheitsbeiwerte für die Nachweise der Tragsicherheit

Sicherheit gegen Aufschwimmen UPL gemäß DIN EN 1997

Bemessungssituation BS-P ohne Berücksichtigung von Scherkräften

Nachweisführung: $E_{d,\ destabilisierend} \leq E_{d,\ stabilisierend}$

Teilsicherheitsbeiwerte:

- hydrostatische Auftriebskraft $\gamma_{G,dst} = 1,05$
- destabilisierende veränderliche Einwirkungen $\gamma_{Q,dst} = 1,50$
- stabilisierende ständige Einwirkungen $\gamma_{G,stb} = 0,95$

Sicherheit gegen Gleiten GEO-2 gemäß DIN EN 1997

Bemessungssituation BS-P

Nachweisführung: $T_d \leq R_{t,d} + E_{pt,d}$ = Gleitwiderstand + pass. Erddruck

Teilsicherheitsbeiwerte:

- ständige Einwirkungen allgemein $\gamma_{G,dst} = 1,55$
- ständige Einwirkungen aus Erdruhedruck $\gamma_{G,E0g} = 0,95$
- ungünstige veränderliche Einwirkungen $\gamma_{Q,dst} = 1,50$
- Gleitwiderstand $\gamma_{R,h} = 1,10$
- Erdwiderstand $\gamma_{R,e} = 1,40$

Erreichen des Tragwiderstands von Tragwerksteilen

(Bruch, Stabilitätsverlust) gemäß DIN EN 1992-1-1

- Ständige Einwirkungen, Eigengewicht G γ_G = 1,35/1,00 (ungünstig/günstig)
- Ständige Einwirkungen, Baugrund GE:
  - Erdauflasten γ_G = 1,35/1,00
  - Erddruck γ_G = 1,35/1,00
  - Wasserdruck γ_G = 1,35/1,00
- Vorspannung P, lokale Nachweise γ_P = 1,00 bzw. 1,00
- Veränderliche Einwirkungen Q γ_Q = 1,50/1,00
  (Nutzlasten, Schnee, Wind, Temperatur)
- Außergewöhnliche Einwirkungen A γA = 1,00
  (Anprall, Brand, Explosion, Erdbeben)
- Baustoffsicherheiten (für Tragwiderstand):
  - Stahlbeton γ_c = 1,50
  - Bewehrungsstahl γ_S = 1,15
  - Spannstahl γ_P = 1,15
  - Konstruktionsstahl γ_M = 1,10

Nachweisführung: $E_d < R_d$ R_d = Tragwiderstand

- allgemeine Bemessungssituation (andauernde und vorübergehende)
  $E_d = \Sigma\gamma_G \cdot G_k + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \Sigma\psi_{0i} \cdot Q_{ki}$ ψ_{0i} = Reduktionsbeiwert
- außergewöhnliche Bemessungssituation
  $E_d = \Sigma G_k + P_k + A_d + \Sigma\psi_{2i} \cdot Q_{ki}$ ψ_{2i} = Reduktionsbeiwert

4.1.2 Maßnahmen zur Gewährleistung der Tragsicherheit

Nachfolgend werden Gefährdungsbilder hinsichtlich Abweichungen von Einwirkungen und Materialwiderständen sowie deren Abwehr dargestellt.

Gefährdungsbild	**Maßnahmen**	**Weiterbearbeitung**	**Annahmen für Tragwerksanalyse und Bemessung**
Überschreiten der Eigenlasten	- Bemessung - Ausführungskontrollen, Kontrolle der Abmessungen des Rohbaus	Statische Berechnung Kontrollplan	siehe Abschnitt 3.2.2 und 4.1.1
Überschreiten der Auflasten	- Bemessung - Ausführungskontrollen - Überwachung während der Nutzung betr. Änderungen (Bestandsaufnahme bei Nutzer-/Nutzungswechsel)	Statische Berechnung Kontrollplan Überwachungsplan	siehe Abschnitt 3.2.3 und 4.1.1
Überschreiten des Erddrucks bzw. der Erdverformung	- Bemessung - Überprüfung der angenommenen Baugrundverhältnisse während Ausführung - Vergleich gemessene und berechnete Wandverschiebung + Setzung	Statische Berechnung Kontrollplan Kontrollplan	siehe Abschnitt 2.3, 3.2.5 und 4.1.1
Überschreitung der Nutzlasten/Verkehrslasten	- Bemessung - Anschreiben Nutzlasten im Gebäude	Statische Berechnung Überwachungsplan	siehe Abschnitt 3.2.4 und 4.1.1
Verstopfte Dachentwässerung	- Randumfassungshöhe < 200 mm oder Einbau Überlauf - Kontrolle/periodische Reinigung der Abläufe	Architektenplanung Überwachungsplan Unterhaltsplan	stehendes Wasser mit max. 10 cm in Nutzlast berücksichtigt, vgl. Abschnitt 3.2.6
Überschreiten Windansatz	- Bemessung (nur für Fassade inkl. Befestigungselemente maßgebend)	Statische Berechnung	siehe Abschnitt 3.2.7 und 4.1.1
Anprall LKW/ Feuerwehr auf Gelände	- Bemessung - Geschwindigkeit ≤ 20 km/h	Statische Berechnung Überwachungsplan	siehe Abschnitt 3.2.11 und 4.1.1

Gefährdungsbild	**Maßnahmen**	**Weiterbearbeitung**	**Annahmen für Tragwerksanalyse und Bemessung**
Brand	siehe separates Brandschutzkonzept! - Brandabschnitte - Feuerwiderstand R30 bzw. R90 - Brandmeldeanlage - Personalinstruktion - periodische Überprüfung Brandschutzkonzept	Statische Berechnung/ Ausführungsprojekt Überwachungsplan Überwachungsplan Überwachungsplan	siehe Abschnitt 3.2.12 und 4.1.1; ausreichende konstruktive Ausbildung (z. B. Bauteildicke, Betondeckung der Bewehrung)
Beschädigung der Deckenbewehrung durch Bohrarbeiten	- zusätzliche statische Berechnung - Ausführungskontrolle - Überwachung während der Nutzung der von Änderungen betroffenen Bereiche - Genehmigung für Bohren + Schlitzen durch verantwortlichen Tragwerksplaner	Statische Berechnung Kontrollplan Überwachungsplan Kontrollplan	siehe Abschnitt 4.1.1
Überlastung wegen zu geringen Baustofffestigkeiten	- Materialliefernachweise - Ausführungskontrollen durch zusätzliche Materialprüfungen vor Ort oder im Labor	Kontrollplan Kontrollplan	siehe Abschnitt 2.2.3

4.2 Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit

4.2.1 Sicherheitsbeiwerte für die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit

Nachweisführung: $E_d < C_d$ C_d = Gebrauchsgrenze
mit $\gamma_F = \gamma_m = 1{,}0$

- allgemeine Bemessungssituation (andauernde und vorübergehende)
  seltene Lastfälle: $E_d = \sum G_k + P_k + Q_{k1} + \sum \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$
  häufige Lastfälle: $E_d = \sum G_k + P_k + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$
  quasi-ständige Lastfälle: $E_d = \sum G_k + P_k + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$
  ψ = Reduktionsbeiwert

- außergewöhnliche Bemessungssituation Erdbeben
  $E_d = \sum G_k + P_k + 0{,}5 \cdot A_d + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

4.2.2 Maßnahmen zur Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit

Nachfolgend werden Gefährdungsbilder hinsichtlich Abweichungen von Anforderungen an Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit sowie deren Abwehr dargestellt.

Gefährdungsbild	**Maßnahmen**	**Weiterbearbeitung**	**Annahmen für Tragwerksanalyse und Bemessung**
Wasserdichtigkeit	- besondere Anforderungen an den Beton	Statische Berechnung/ Ausführungsplanung	siehe Abschnitt 3.3.3 und 3.4.2
	- geeignete Betonier-Etappen	Ausführungsplanung/ Kontrollplan	
	- sorgfältige Nachbehandlung	Kontrollplan	
	- Fugenbänder in Arbeitsfugen	Kontrollplan	
	- Injektionsschläuche für nachträgliche Abdichtung einlegen	Kontrollplan	
	- Ausführungskontrollen	Kontrollplan	
	- Kontrolle der Wasserdichtigkeit	Kontrollplan	
	- evtl. Rissinjektion	Überwachungsplan Unterhaltsplan	
Dichtes Dach	- Abdichtung, Gefälle	Objektplanung	
	- richtig angeordnete/ausreichend bemessene Abläufe	Objektplanung	
	- Ausführungskontrollen	Kontrollplan	
	- periodische Inspektion	Unterhaltsplan	

Gefährdungsbild	**Maßnahmen**	**Weiterbearbeitung**	**Annahmen für Tragwerksanalyse und Bemessung**
Durchbiegung Geschossdecken	- Bemessung, ausreichende Steifigkeit - Unterzüge am Deckenrand - ggf. Überhöhung der Schalung - spätes Ausschalen	Statische Berechnung Ausführungsprojekt Kontrollplan	siehe Abschnitt 3.3.2 und 3.3.6
Rissebeschränkung	- Mindestbewehrung - geeignete Betonier-Etappen - sorgfältige Nachbehandlung - Vorspannung - Ausführungskontrollen	Statische Berechnung Ausführungsplanung/ Kontrollplan Kontrollplan Statische Berechnung Kontrollplan	siehe Abschnitt 3.3.3 und 3.4.2 UG: erhöhte Anforderungen Sonst.: normale Anforderungen
Korrosionsschutz Bewehrung Innenbauteile (Dauerhaftigkeit)	- dichter Überdeckungsbeton - Bewehrungsüberdeckung 35 mm - Ausführungskontrollen	Ausführungsprojekt Kontrollplan	siehe Abschnitt 3.3.6
Korrosionsschutz Fassadenbefestigung (Dauerhaftigkeit)	- nicht rostender Stahl - Ausführungskontrollen - regelmäßige Inspektion	Statische Berechnung/ Ausführungsplanung Kontrollplan Überwachungsplan	
Schallschutz	- Schallentkoppelung Treppen	Kontrollplan Überwachungsplan	

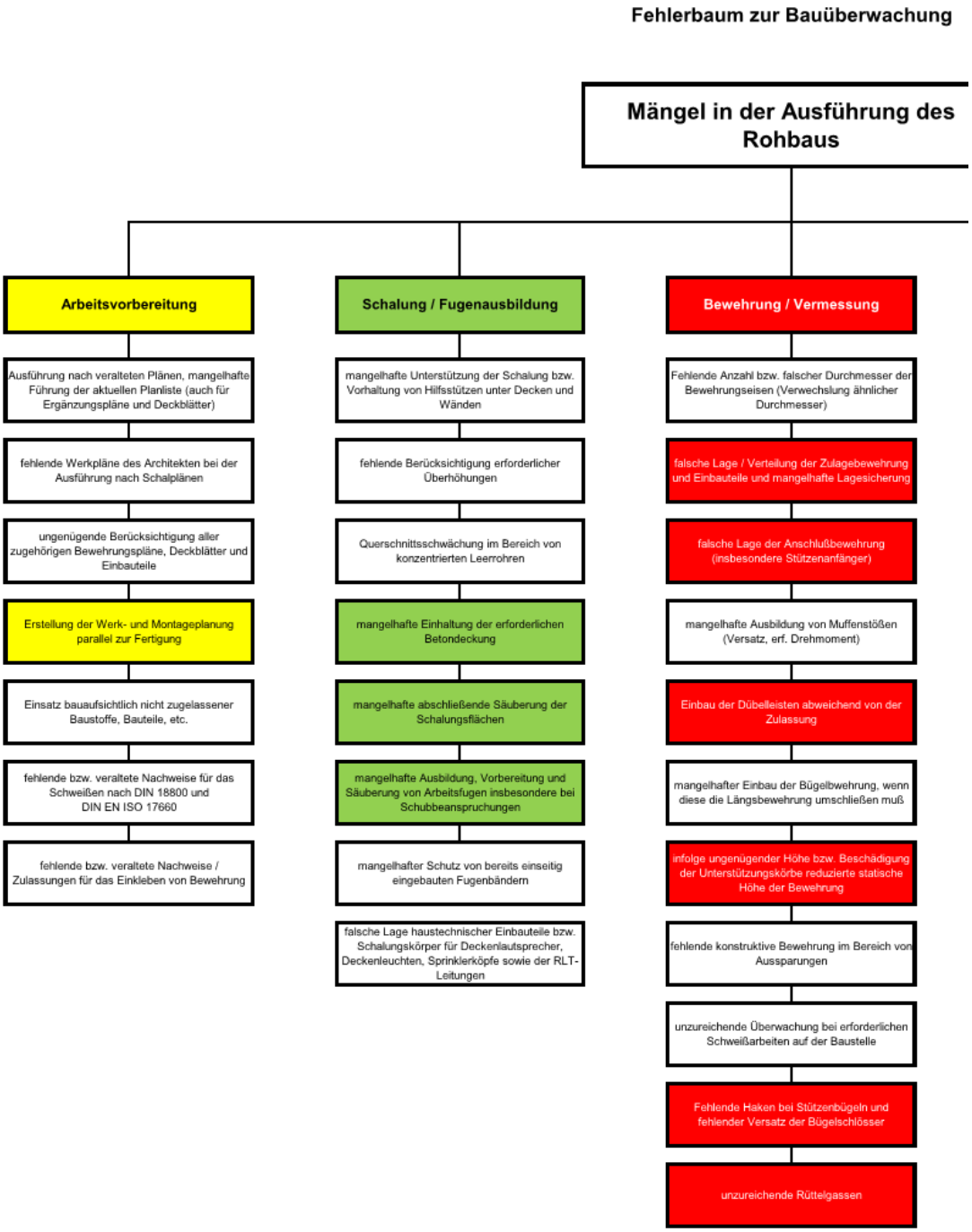
4.3 Erstellungsphase

4.3.1 Kontrollplan für die Ausführung

Im Rahmen der Genehmigungs- und Ausführungsplanung werden einige Anforderungen an die Kontrolle der Ausführung festgelegt. Diese Anforderungen sind in einen Kontrollplan zu dokumentieren, der im Zuge der Arbeitsvorbereitung von der ausführenden Firma zu erarbeiten und darzustellen ist. In diesem werden sämtliche Qualität sichernden Maßnahmen mit Kontrollumfang und Zuständigkeiten sowie alle Maßnahmen zur Fehlervermeidung einschließlich der Benennung von Verantwortlichkeiten zusammengefasst.

Grundlage dieser Zusammenstellung ist – als Teil des Qualitätssicherungssystems – die Analyse möglicher Ausführungsfehler. Auf den nachfolgenden Seiten wurden durch LAP aus den Erfahrungen bei ähnlichen Baumaßnahmen mögliche Fehler in Form eines Fehlerbaums zusammengestellt, die durch sorgfältige Ausführung gemäß Kontrollplan vermieden werden können.

Fehlerbaum (Teil 1)



Fehlerbaum (Teil 2)

Fehlerbaum zur Bauüberwachung



4.4 Nutzungsphase

4.4.1 Überwachungs- und Unterhaltungsplan für die Nutzungsphase

Für den späteren Nutzer bzw. Betreiber ist die Erstellung eines Überwachungs- und Unterhaltsplans für die Nutzungsphase eine nützliche Arbeitsgrundlage. In diesem Plan sind sämtliche Bauteile zu benennen, welche zur Gewährleistung der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit während der Nutzungsphase überwacht und unterhalten werden müssen, sowie alle im Rahmen dieser Überwachungs- und Unterhaltsarbeiten durchzuführenden Maßnahmen.

Dieser Überwachungs- und Unterhaltsplan für die Nutzungsphase ist auf Grundlage der Richtlinie für die Überwachung der Verkehrssicherheit von baulichen Anlagen des Bundes (RÜV) zu erstellen.

Wir empfehlen dem Bauherrn, die Erstellung dieses Dokumentes frühzeitig zu beauftragen, da schon in der Planungsphase die Diskussion um den erforderlichen Unterhaltungsaufwand und der damit zusammenhängenden Nachhaltigkeit in die Variantenentscheidung einfließen sollte.

5 Risiken

Der Bauherr wurde auf die folgenden Risiken hingewiesen.

5.1 Durchbiegungen weit spannender Geschossdecken

Die gewählte Deckendicke ist so festgelegt worden, dass bei weit spannenden Deckenbereichen und ungünstigen statischen Systemen mit Bauteilverformungen zu rechnen ist, die bis an die Grenzen der in DIN EN 1992-1-1, Abschnitt 7.4.1 (4) genannten zulässigen Werte (1/250 der Stützweite) reichen können. Um Schäden an den angrenzenden, nicht tragenden Bauteilen zu vermeiden, muss in diesen Bereichen auf den Einsatz von massiven, nichttragenden Trennwänden verzichtet werden.

Die Durchbiegung der Decken nach Einbau der relevanten nicht tragenden Bauteile (GK, Mauerwerk, Glas, Fassadenanschlüsse o. ä.) bzw. technischer Ausrüstung ist durch verformungsverträgliche und duktile Ausbaukonstruktionen aufzunehmen und bei der Festlegung von Installationshöhen zu beachten. Die Anschlüsse aller nichttragenden Bauteile sind zwingend verträglich zu den zu erwartenden Bauteilverformungen und mit entsprechend dimensionierten Fugen zwischen Massivbauteil und nicht tragendem Element auszubilden.

Die **gleitenden Anschlüsse** für die Deckenbereiche in denen nichttragende Wände angeordnet werden sind für Relativverschiebungen von **bis zu 10 mm** auszulegen.

5.2 Verformungsempfindlichkeit nichttragender Mauerwerkswände

Es kommen keine nichttragenden Trennwände aus Mauerwerk zum Einsatz.

5.3 Wechselwirkungen mit Nachbargebäuden

Eine benachbarte Bestandsbebauung ist vorhanden. Bauzustand siehe Abschnitt 3.5.3.

5.4 Rissbildung durch bauzeitlich bedingte Zwangsbeanspruchungen

Die Bemessung der Rohbaukonstruktion erfolgt nur für den Endzustand und somit nicht als Außenbauteil. Die Nachweise der Standsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit infolge Schwankungen der Bauteiltemperaturen während der Bauzeit sind im Zuge der Technischen Bearbeitung durch die ausführende Firma zu erbringen. Die Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung wird planmäßig für den Lastfall „später Zwang“ aus abfließender Hydratationswärme und für den Endzustand des Bauwerks ermittelt. Bauzustände oder jahreszeitliche Temperaturschwankungen (Sommer-Winter-Wechsel) während der Bauphase werden nicht berücksichtigt. Diese müssen ggf. von der ausführenden Firma planerisch berücksichtigt werden, wenn Bauzeit und Bauablauf bekannt sind.

5.5 Festlegung von rechnerischen Rissbreiten

Die Rissbreiten der Stahlbetonbauteile werden rechnerisch auf die in DIN-EN 1992-1-1 definierten Maße begrenzt. Für alle Außenbauteile wird die zulässige Rissbreite entsprechend DIN EN 1992-1-1 auf w = 0,3 mm beschränkt. Es wird vereinbart, dass die damit zu erwartenden Rissbreiten (siehe Punkt 5.6) keinen Mangel darstellen.

5.6 Rechnerische und tatsächliche Rissbreiten

Durch die üblichen Verfahren gem. DIN EN 1992-1-1 wird die Rissbreite im Bereich nahe der im Verbund liegenden Bewehrung begrenzt (Wirkungszone der Bewehrung). Die rechnerische Rissbreite ist als Mittelwert über die Höhe der effektiven Zugzone zu interpretieren. Das bedeutet, dass an Bauteiloberflächen oder im Bauteilinneren größere Rissbreiten auftreten können.

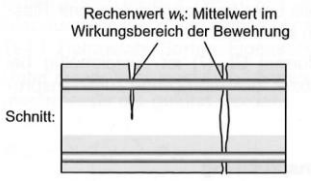


Abb. Mittelwert der Rissbreiten

Das Materialverhalten des Betons und insbesondere sein Rissverhalten unterliegen dem Einfluss einer Vielzahl stark streuender Parameter. Tatsächlich auftretende Rissbreiten können daher die rechnerisch angesetzten Rissbreiten überschreiten. Eine Erhöhung der rissbegrenzenden Bewehrung ist wegen des stark zunehmenden Zufallseinflusses bei kleinen Rissbreiten nicht zielführend. Es ergäben sich unwirtschaftlich hohe Bewehrungsmengen, ohne dass die Wahrscheinlichkeit der Rissbreitenüberschreitung signifikant gesenkt würde. Für Risse aus Last- bzw. Zwangsbeanspruchung sind aus der Leistungsfähigkeit der Rissformel der DIN EN 1992-1-1 nach den Angaben im „Merkblatt Rissbildung“ des Deutschen Betonvereins DBV mindestens folgende Überschreitungsmengen für die tatsächlich auftretenden Rissbreiten w_k abschätzbar:

Fraktilwerte der unvermeidbaren Rissbreitenüberschreitung:

w_k = 0,4 mm	5%
w_k = 0,3 mm	10%
w_k = 0,2 mm	20%

Werden diese Fraktilwerte überschritten, liegt ein Mangel vor, d. h. die erstandenen Risse sind dann zu verpressen.

Unter Gesichtspunkten der Dauerhaftigkeit sind i. d. R. Einzelrissbreiten bis w_k = 0,5 mm für nicht vorgespannte Bauteile und w_k = 0,3 mm für vorgespannte Bauteile unschädlich. Größere Einzelrisse sind in jedem Fall zu verpressen.

6 Abgrenzung des Leistungsumfangs Tragwerksplanung

Das Bauwerk wird außenseitig vollständig gedämmt und innenseitig beheizt, so dass für den Endzustand keine witterungsbedingten Temperaturbeanspruchungen zu berücksichtigen sind.

Weitere, möglicherweise aus Bauzuständen resultierende Beanspruchungen werden hier nicht betrachtet, da deren Art und Größe wesentlich von der Art und dem Zeitraum der Bauausführung abhängig sind und insofern nur von der ausführenden Firma planerisch erfasst werden können. Hierzu gehören auch die potenziellen Temperaturlastfälle in Bauzuständen, die von den Temperaturlastfällen im Endzustand abweichen können. Es wird davon ausgegangen, dass diese potenziellen Temperaturlastfälle in den Bauzuständen durch entsprechende baubetriebliche Maßnahmen (Einhausung, Abdeckung, Nachbehandlung, Baustellenheizung) unterbunden werden.

Die Planung erfolgt für den Endzustand als temperiertes Gebäude mit typischen Innentemperaturen zwischen 15° C und 25° C. Es wird eine Aufstelltemperatur von 20° C und eine Abweichung von maximal ± 10 K vorausgesetzt. Darüber hinaus gehende Beanspruchungen, z. B. infolge bauzeitlich bedingter Zwischenzustände während der Bauausführung (jahreszeitbedingte Klimawechsel), sind von der ausführenden Firma eigenverantwortlich (ggf. durch eine zusätzliche Planung) zu berücksichtigen bzw. durch geeignete Maßnahmen auszuschließen.

Die Planung des Tragwerks beschränkt sich auf die statisch notwendigen tragenden Bauteile, die die Standsicherheit des Gebäudes gewährleisten. Einbauten, Aufbauten und Unterbauten, welche nicht für das Tragsystem des Gebäudes erforderlich sind, sind generell nicht Bestandteil der Tragwerksplanung.

Die Genehmigungs- und Ausführungsplanung von Maschinenfundamenten und nichttragenden Bauteilen (Mauerwerk, Ständerwände etc.) ist nicht Leistung der Tragwerksplanung.

Die Genehmigungs- und Ausführungsplanung der Innen- und Außenfassaden (inkl. Türen, Tore, Fenster etc.) einschließlich deren Verankerungen im Massivbau ist Leistung der Fassadenfirma. Dies umfasst auch die Abstimmung auf die vorliegenden Bewehrungspläne bzw. deren erforderliche Anpassung.

Die Planung der Geländer und ähnlicher Stahlkonstruktionen wie Vordächer, Treppen incl. Fluchttreppe, Stege, Bühnen, Doppelböden etc. sind nicht Gegenstand der Grundleistung in der Tragwerksplanung nach HOAI. Sofern hierzu Angaben von der Tragwerksplanung benötigt werden, sind die Zusatzleistungen zum Beginn zu klären.

Die statische Berechnung notwendiger Kranfundamente und die Anpassung der Bewehrungspläne (Bodenplatte und Geschoßdecken) – auch für eventuell bereits vorhandene Kräne – ist Sache der ausführenden Firma.

Das nachträgliche Schließen der Deckendurchbrüche ist ebenfalls Sache der ausführenden Firma. Deckendurchbrüche, die nach abgeschlossener Installation mit Beton verschlossen werden müssen, sind bei Abmaßen > 40 cm für den verbleibenden Betonquerschnitt konstruktiv zu bewehren und mit dem Deckenrand zu verbinden. Die Planung dieser Bewehrung einschließlich der Verbindung mit den Deckenrändern ist Sache der ausführenden Firma.

Die Haftung und Gewährleistung für durch die ausführende Firma geänderte und/oder ergänzte Planung/Unterlagen geht in vollem Umfang für das gesamte Bauteil bzw. die Bauteilgruppe auf die ausführende Firma über. Sind die Grenzen nicht näher definiert (Regelfall), gilt als Grenze der Planungshaftung eine Linie 1,0 m außerhalb des geänderten bzw. beeinflussten Bereichs.

Sämtliche statischen Berechnungen und Planungsleistungen des AN wie z. B. Fertigteil- bzw. Halbfertigteilpläne, Werkstattpläne etc. einschließlich der statischen Berechnungen und Planungsleistungen im Zusammenhang mit den Sondervorschlägen sind mit den an der Planung Beteiligten abzustimmen und von diesen vor Einreichung beim Prüfingenieur zu überprüfen. Dafür ist ein Zeitraum von mindestens 2 Wochen einzuplanen. Erforderliche Überarbeitungen durch den AN verlängern diese Zeit entsprechend.

Sämtliche statische Berechnungen und Planungsleistungen einzelner Subunternehmer der ausführenden Firma sind vom Projektleiter der ausführenden Firma oder seinem Stellvertreter zu unterzeichnen und damit die Einhaltung der vertraglich geschuldeten Leistung und der abgeschlossenen Koordination mit allen betroffenen Gewerken zu bestätigen.

7 Hinweise zum Bauablauf und zur Ausführung

Die Disposition des Bauablaufs ist innerhalb des technischen und zeitlichen Rahmens Sache der ausführenden Firma. Die ausführende Firma ist verpflichtet, den Bau- und Montageablauf mit dem Architekten und den Fachingenieuren des Auftraggebers abzustimmen. Erforderliche statische Nachweise für etwaige Bauzustände sind durch die ausführende Firma zu erbringen. Die Kosten für deren Aufstellung und Prüfung sind entsprechend einzukalkulieren.

Die hier aufgeführten Punkte sind lediglich Hinweise zur Baudurchführung und haben keinen Anspruch auf Vollständigkeit.

Fundamentvertiefungen sind zusammen mit der Bodenplatte zu betonieren oder entsprechende Fugenbänder in den Arbeitsfugen vorzusehen. Diese Arbeitsfugen sind von der ausführenden Firma im Rahmen der Planung Gründungsbauteile zu planen. Sie sind entsprechend den anerkannten Regeln der Technik auszubilden. Eine eventuelle Anpassung der Bewehrungspläne ist Sache der ausführenden Firma.

Die Planung von Arbeitsfugen bzw. Abstellgrenzen für das Betonieren von Decken und Wänden ist von der ausführenden Firma durchzuführen. Im Rahmen der Arbeitsvorbereitung sind die Bewehrungspläne diesbezüglich zu prüfen und ggf. von der ausführenden Firma auf seine Belange hin zu ändern. Die Kosten hierfür sind in die Einheitspreise einzukalkulieren.

Im Rahmen der Arbeitsvorbereitung sind die Abstandshalter der Bewehrungspläne zu prüfen. Bei der Planung wurde für die Rippung der Bewehrungsstähle ein Zuschlag von 10 % des Stahldurchmessers berücksichtigt. Sollte sich dieser Wert im Laufe der Bauausführung nicht bestätigen, sind die Abstandshalter von der ausführenden Firma eigenverantwortlich entsprechend anzupassen.

Ein nachträgliches Dübeln mit Bohrdurchmesser > 12 mm ist – sofern nicht in der Planung eindeutig vorgegeben – planmäßig auszuschließen, um eine Zerstörung der vorhandenen Bewehrung der tragenden Bauteile zu vermeiden. Grundsätzlich darf ohne Freigabe des Tragwerksplaners nur mit Handbohrgeräten mit einem Bohrdurchmesser bis 12 mm und einer maximalen Bohrtiefe von 3 cm gearbeitet werden.

Durchbrüche und Aussparungen, die nachträglich ausgeführt werden müssen, sind in jedem Falle durch den verantwortlichen Tragwerksplaner zu überprüfen und freizugeben. Die ausführende Firma hat diese nachträglichen Durchbrüche und Aussparungen in einen separaten Plansatz (Schal- bzw. Rohbaupläne) farbig einzutragen, systematisch zu nummerieren und auf die Gebäudeachsen zu vermaßen. Die Höhen sind in Gebäudehöhen (keine Relativmaße) anzugeben. Diese Pläne sind von der ausführenden Firma Gewerke übergreifend zu koordinieren und anschließend zur Prüfung geschossweise zu übergeben.

8 Grundlagen für die Bemessung und Konstruktion der Bauteile

8.1 Normen

Die Bemessung der Tragkonstruktion erfolgt auf der Grundlage des Eurocode-Normenpaketes (DIN EN 1990-1999) in der aktuell gültigen Fassung, Liste der Technischen Baubestimmungen (LTB) vom 06. Oktober 2014, herausgegeben vom Ministerium für Infrastruktur und Landwirtschaft, Land Brandenburg, hier insbesondere:

- DIN EN 1990: Grundlagen der Tragwerksplanung
- DIN EN 1991: Einwirkungen auf Tragwerke
- DIN EN 1992: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbeton-tragwerken
- DIN EN 1993: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten
- DIN EN 1996: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten
- DIN EN 1997: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik

8.2 Projektspezifische Grundlagen

Als Grundlage der Genehmigungsplanung dienen:

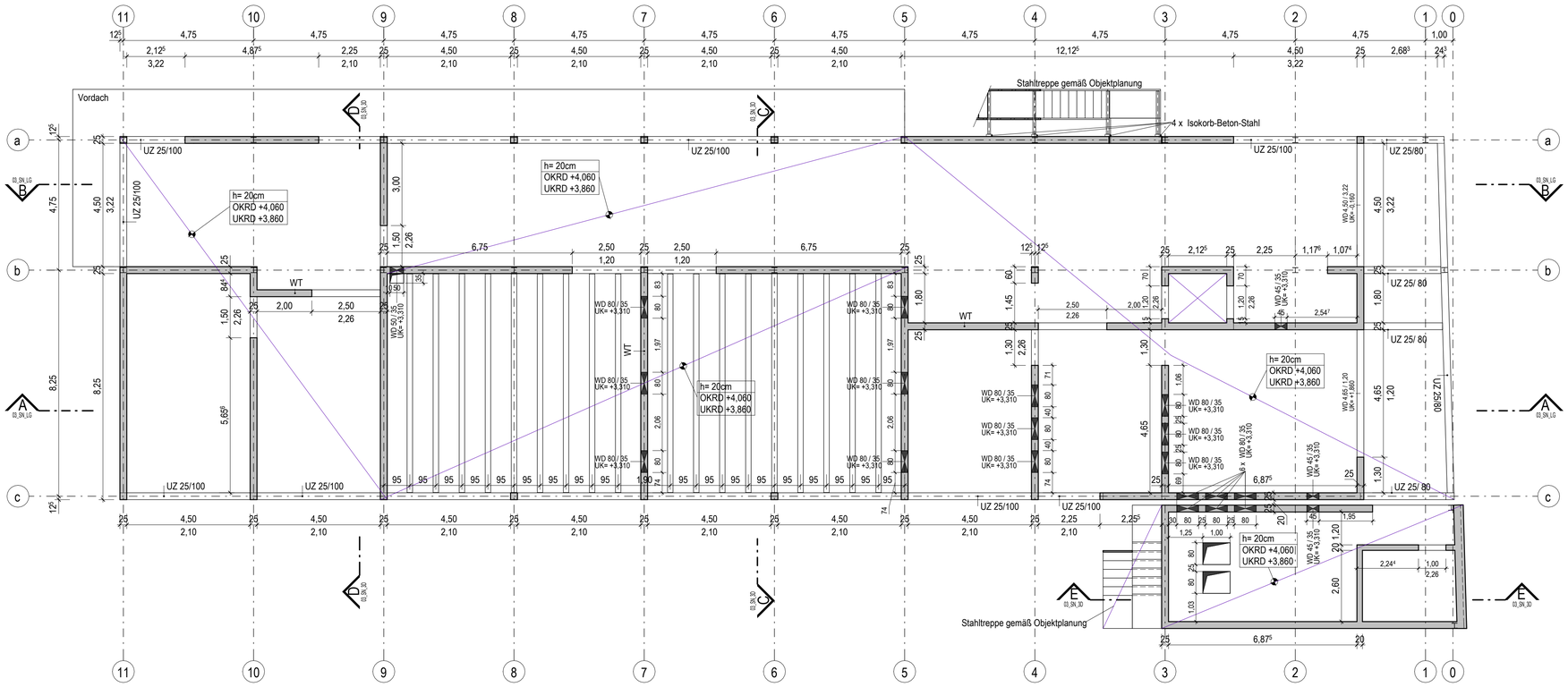
- Pläne von Jan Große Architekten Stand 14.07.2023
- Geotechnischer Bericht Brandenburger Baugrundingenieure und Geotechniker GmbH Stand 21.09.2022
- Brandschutzkonzept von PEB – Planungsgruppe Energie & Brandschutz vom 28.03.2023
- Bestandsplan Nachbarbebauung
- Abstimmungen aus Planungsbesprechungen

8.3 Unterlagen der Bauherrenschaft

Für die Bemessung und Konstruktion der Bauteile lagen keine projektspezifischen Unterlagen seitens der Bauherrenschaft vor.

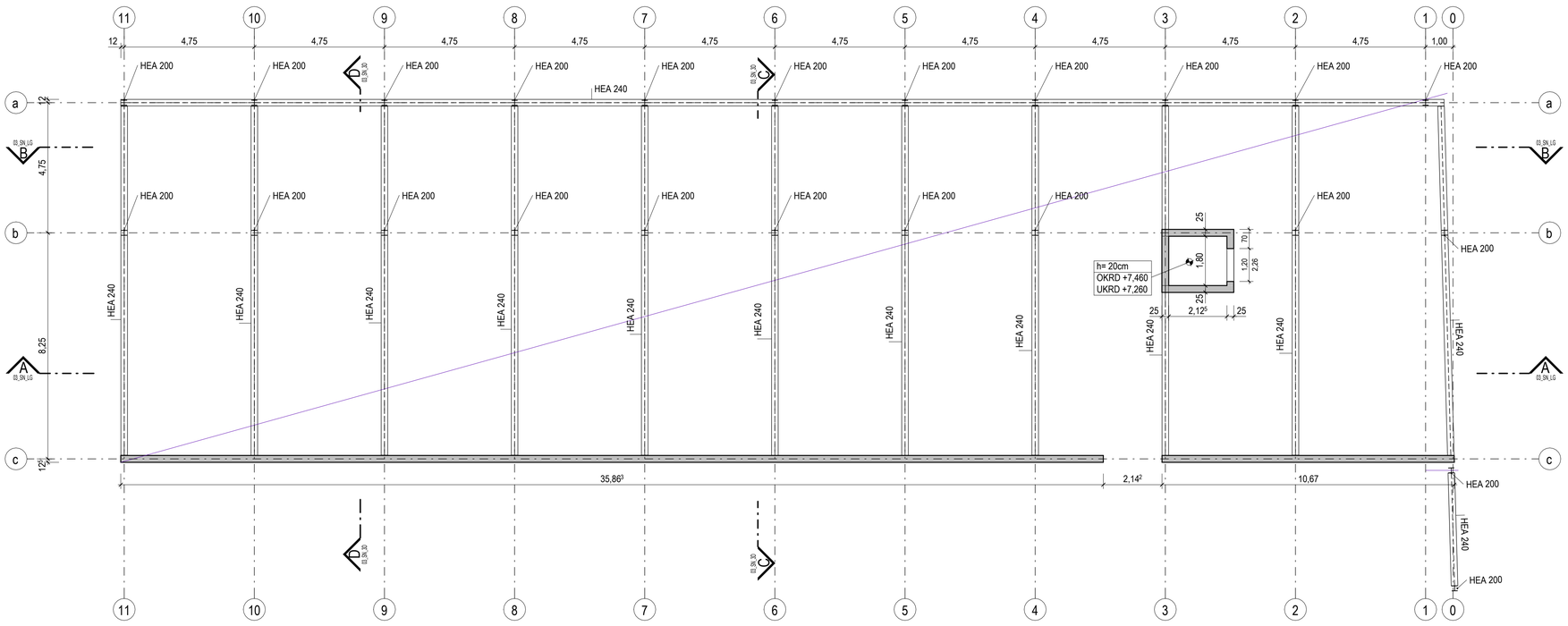
Decke über EG / Entwurfsplanung

M 1 : 100



Dach / Entwurfsplanung

M 1 : 100



Hinweise:

Höchster Grundwasserstand zeHGW= +42,40 NHN (siehe auch Bodengutachten BBiG v. 21.09.2022)
± 0.000 = +48.50m NHN

Bezeichnungen:

UZ	Unterzug	VS	Verbundstütze	OK	Oberkante / UK Unterkante
ÜZ	Überzug	FT	Fertigteil	n.t.	nicht tragend
WT	wandartiger Träger	HFT	Halbfertigteil		
VT	Verbundträger	STB	Stahlbeton - Ortbeton		
DD	Deckendurchbruch	BSH	Brettschichtholz		
DS	Deckenschlitz	BSP	Brettsperrholz		
WD	Wanddurchbruch	HTW	Holztafelwände		
WS	Wandschlitz	NH	Nadelvollholz		

- Die Pläne gelten nur in Verbindung mit dem Entwurfsbericht von Leonhardt, Andrä und Partner VBI AG.
- Der Auftragnehmer ist dazu verpflichtet, alle ihm übergebenen Unterlagen auf ihre Übereinstimmung und Richtigkeit zu prüfen (vgl. DIN 1961, § 3).
- Unstimmigkeiten sind dem Auftraggeber rechtzeitig vor Beginn der Genehmigungsplanung mitzuteilen.
- Höhenangaben sind auf OKRD bezogen. Nichttragende Bauteile (Mauerwerk, Fassaden-Fertigteile etc.) sind den Entwurfsplänen des Objektplaners zu entnehmen.
- Alle statisch relevanten Durchbrüche sind, soweit bekannt, entsprechend den Angaben der Objektplanung und Haustechnik im Plan dargestellt.
- Folgende Durchbrüche sind statisch relevant und vollständig zum Abschluss der Entwurfsplanung anzugeben:
  1. Durchbrüche mit einer Kantenlänge von 40 cm und größer
  2. Alle Deckendurchbrüche an Stützen, Wandenden und Wandecken im Abstand kleiner 5x Deckendicke
  3. Durchbrüche in Unter- und Überzügen mit Durchmesser größer als 1/4 der Steghöhe (UZ-Teil unter/über der Decke)
  4. Mehrere kleinere Durchbrüche oder Einlegeteile sind wie eine große Durchführung zu betrachten, wenn der lichte Abstand kleiner als 25cm ODER kleiner als die Abmessung ist.

Stand Entwurfsplanung Architekt: 14.07.2023

Betongüte, wenn nicht anders angegeben:
- Bodenplatten und Außenwände UG C 25/30
- Innen- und Außenwände ab EG i. Allg. C 25/30
- Decken und Unterzüge i. Allg. C 25/30
- Stützen(Innenstützen und Fassadenstützen) i. Allg. C 25/30
- Sauberkeitsschicht C 12/15

Bewehrungsstahl: B 500 B (f_{yk}=500 N/mm²), gemäß DIN 488
Konstruktionsstahl: S 235 JR, gemäß DIN EN 10025-2

- Schnittkante
- Sichtkante
- verdeckte Kante
- Stahlbeton C.../...(Regelfestigkeit) Abweichungen angegeben
- Deckendurchbruch
- Deckenschlitz
- Wanddurchbruch
- Wandschlitz
- VS Verbundstützen
- HTW Holztafelwand
- NH Nadelvollholz
- BSH Brettschichtholz
- Überzug b/h (einschl. Decke) z.B. ÜZ 20/50
- Unterzug b/h (einschl. Decke) z.B. UZ 30/40
- Höhenkote Schnitt
- Höhenkote Grundriss
- Stahlbeton Fertigteil

Wandartige Träger (WT) sind im Bauzustand bis zur Tragfähigkeit der obersten angeschlossenen Decke zu unterstützen!

Index	Änderung	gez.	Datum

Entwurfsplanung

Projekt: Jugendfreizeiteinrichtung MAXIM

Charlottenburger Straße 117 in 13086
Berlin

Freigabe Architekt:

Freigabe Prüfingenieur:

Planinhalt:

Tragwerksübersicht
Decke über EG
Decke über OG

Datum:	14.07.2023
Gezeichnet:	Wa
Geprüft:	KM
Maßstab:	1: 100
Auftragsnummer:	H23-11481
Plan-Nr.:	03_1EG_DA
Index	

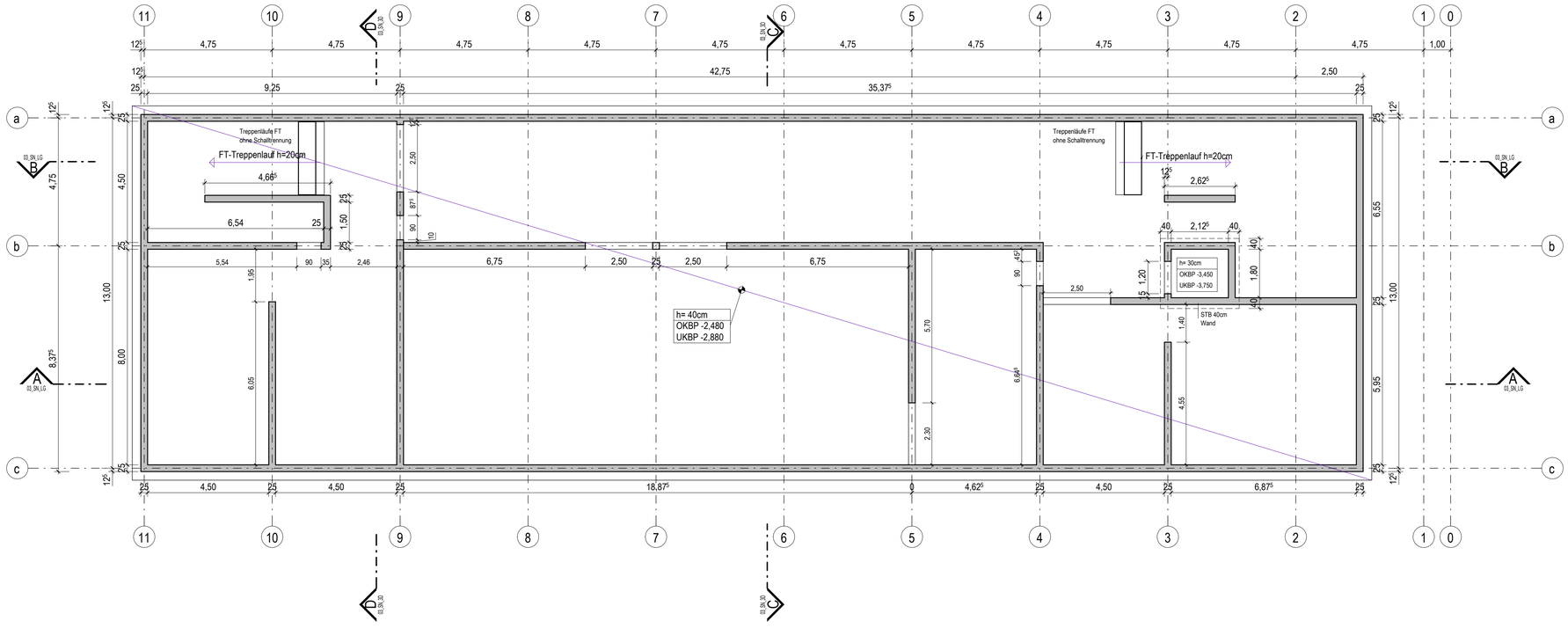
Bauherr Bezirksamt Pankow von Berlin
Abt. Jugend und Familie /Jugendamt
Berliner Allee 252-260
13088 Berlin

Architekt
jan große architekten
danziger straße 168
10407 berlin
tel. 030-4280 2670
buero@grosse-architekten.de

Fachplaner
Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG
Rosenthaler Str. 40/41, 10178 Berlin
Fon +49(0)30 283983-0
berlin@lap-consult.com

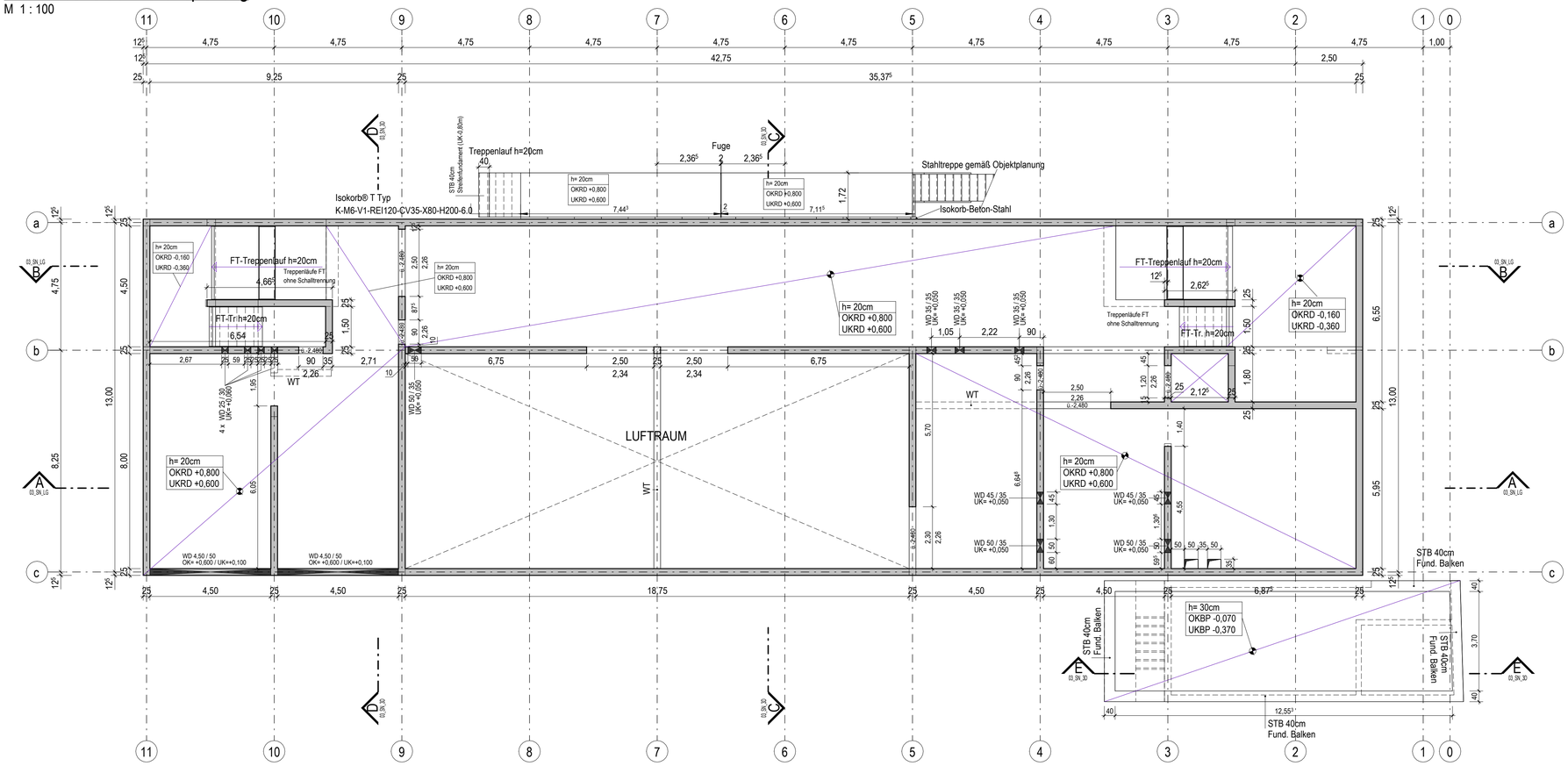
Draufsicht Fundamente / Entwurfsplanung

M 1 : 100



Decke über UG / Entwurfsplanung

M 1 : 100



Hinweise:

Höchster Grundwasserstand zeHGW= +42,40 NHN (siehe auch Bodengutachten BBiG v. 21.09.2022)
± 0.000 = +48.50m NHN

Bezeichnungen:

UZ	Unterzug	VS	Verbundstütze	OK	Oberkante / UK Unterkante
ÜZ	Überzug	FT	Fertigteil	n.t.	nicht tragend
WT	wandartiger Träger	HFT	Halbfertigteil		
VT	Verbundträger	STB	Stahlbeton - Ortbeton		
DD	Deckendurchbruch	BSH	Brettschichtholz		
DS	Deckenschlitz	BSP	Brettsperrholz		
WD	Wanddurchbruch	HTW	Holztafelwände		
WS	Wandschlitz	NH	Nadelvollholz		

- Die Pläne gelten nur in Verbindung mit dem Entwurfsbericht von Leonhardt, Andrä und Partner VBI AG.
- Der Auftragnehmer ist dazu verpflichtet, alle ihm übergebenen Unterlagen auf ihre Übereinstimmung und Richtigkeit zu prüfen (vgl. DIN 1961, § 3).
- Unstimmigkeiten sind dem Auftraggeber rechtzeitig vor Beginn der Genehmigungsplanung mitzuteilen.
- Höhenangaben sind auf OKRD bezogen. Nichttragende Bauteile (Mauerwerk, Fassaden-Fertigteile etc.) sind den Entwurfsplänen des Objektplaners zu entnehmen.
- Alle statisch relevanten Durchbrüche sind, soweit bekannt, entsprechend den Angaben der Objektplanung und Haustechnik im Plan dargestellt.
- Folgende Durchbrüche sind statisch relevant und vollständig zum Abschluss der Entwurfsplanung anzugeben:
  1. Durchbrüche mit einer Kantenlänge von 40 cm und größer
  2. Alle Deckendurchbrüche an Stützen, Wandenden und Wandecken im Abstand kleiner 5x Deckendicke
  3. Durchbrüche in Unter- und Überzügen mit Durchmesser größer als 1/4 der Steghöhe (UZ-Teil unter/über der Decke)
  4. Mehrere kleinere Durchbrüche oder Einlegeteile sind wie eine große Durchführung zu betrachten, wenn der lichte Abstand kleiner als 25cm ODER kleiner als die Abmessung ist.

Stand Entwurfsplanung Architekt: 14.07.2023

Betongüte, wenn nicht anders angegeben:
- Bodenplatten und Außenwände UG C 25/30
- Innen- und Außenwände ab EG i. Allg. C 25/30
- Decken und Unterzüge i. Allg. C 25/30
- Stützen(Innenstützen und Fassadenstützen) i. Allg. C 25/30
- Sauberkeitsschicht C 12/15

Bewehrungsstahl: B 500 B (f_{yk}=500 N/mm²), gemäß DIN 488
Konstruktionsstahl: S 235 JR, gemäß DIN EN 10025-2

- Schnittkante
- Sichtkante
- verdeckte Kante
- Stahlbeton C.../...(Regelfestigkeit) Abweichungen angegeben
- Deckendurchbruch
- Deckenschlitz
- Wanddurchbruch
- Wandschlitz
- VS Verbundstützen
- HTW Holztafelwand
- NH Nadelvollholz
- BSH Brettschichtholz
- Überzug b/h (einschl. Decke) z.B. ÜZ 20/50
- Unterzug b/h (einschl. Decke) z.B. UZ 30/40
- Höhenkote Schnitt
- Höhenkote Grundriss
- Stahlbeton Fertigteil

Wandartige Träger (WT) sind im Bauzustand bis zur Tragfähigkeit der obersten angeschlossenen Decke zu unterstützen!

Index	Änderung	gez.	Datum

Entwurfsplanung

Projekt: Jugendfreizeiteinrichtung MAXIM

Charlottenburger Straße 117 in 13086
Berlin

Freigabe Architekt:

Freigabe Prüfingenieur:

Planinhalt:

Tragwerksübersicht
Fundamente und Decke über EG

Datum:	14.07.2023
Gezeichnet:	Wa
Geprüft:	KM
Maßstab:	1: 100
Auftragsnummer:	H23-11481
Plan-Nr.:	03_FN_UG
Index	

Bauherr: Bezirksamt Pankow von Berlin
Abt. Jugend und Familie /Jugendamt
Berliner Allee 252-260
13088 Berlin

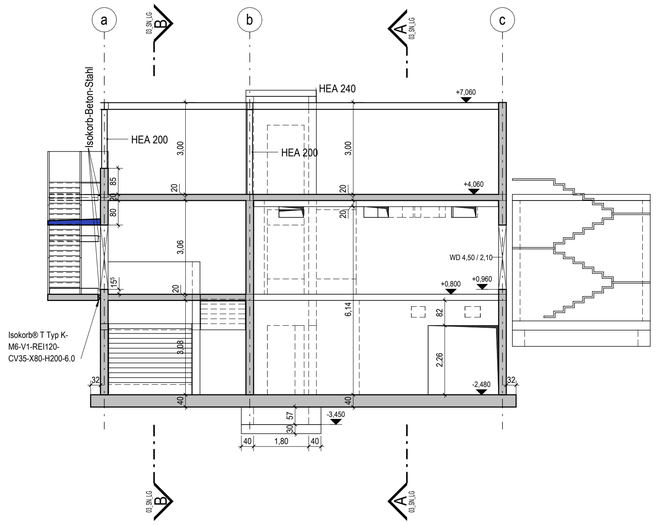
Architekt:
jan große architekten
danziger straße 168
10407 berlin
tel. 030-4280 2670
buero@grosse-architekten.de

Fachplaner:
Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG
Rosenthaler Str. 40/41, 10178 Berlin
Fon +49(0)30 283983-0
berlin@lap-consult.com

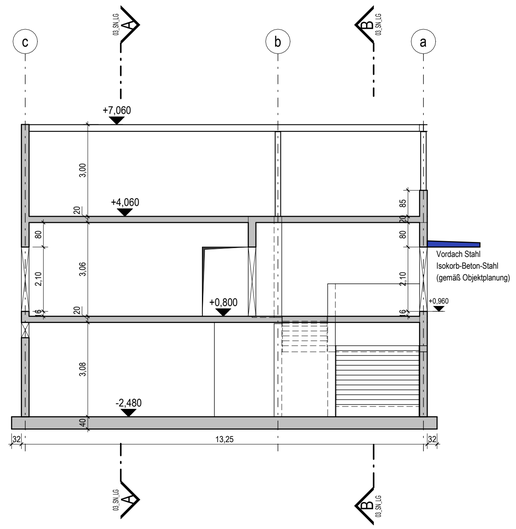
14.07.2023 07:58:04

594x841

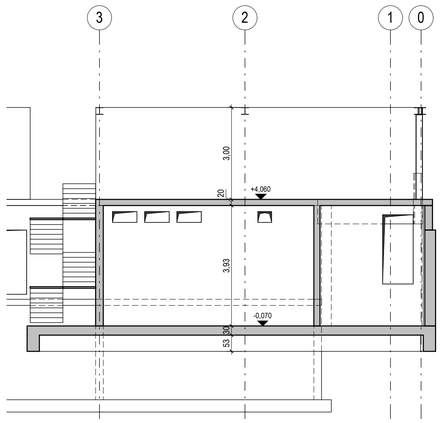
Schnitt C-C
M 1 : 100



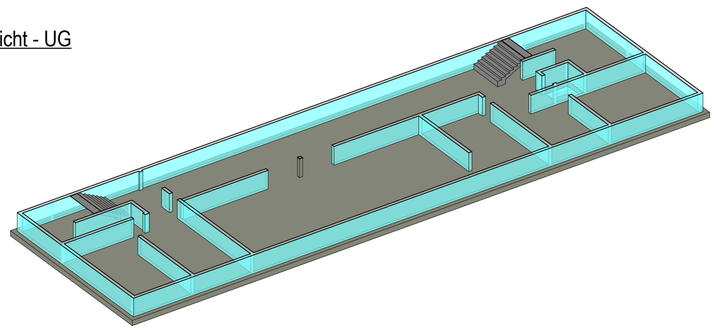
Schnitt D-D
M 1 : 100



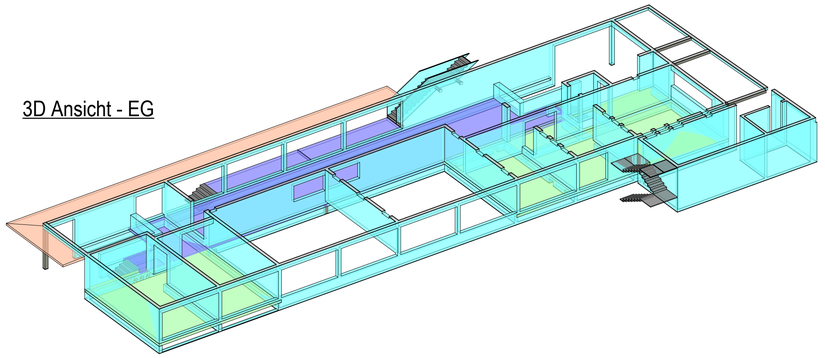
Schnitt E-E
M 1 : 100



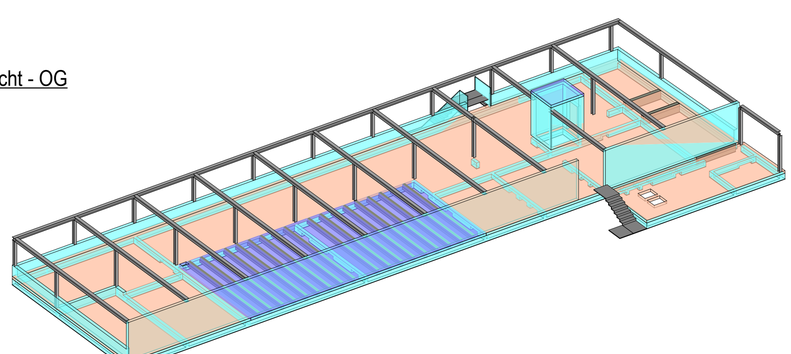
3D Ansicht - UG



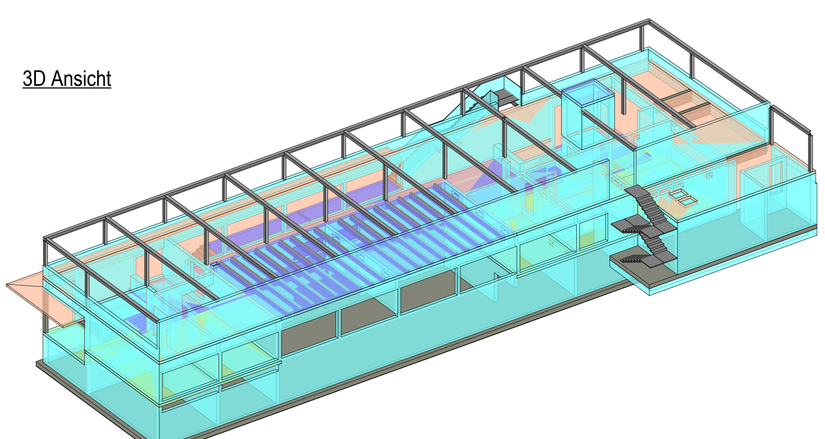
3D Ansicht - EG



3D Ansicht - OG



3D Ansicht



Hinweise:

Höchster Grundwasserstand zeHGW= +42,40 NHN (siehe auch Bodengutachten BBiG v. 21.09.2022)
± 0.000 = +48.50m NHN

Bezeichnungen:

UZ	Unterzug	VS	Verbundstütze	OK	Oberkante / UK Unterkante
ÜZ	Überzug	FT	Fertigteil	n.t.	nicht tragend
WT	wandartiger Träger	HFT	Halbfertigteil		
VT	Verbundträger	STB	Stahlbeton - Ortbeton		
DD	Deckendurchbruch	BSH	Brettschichtholz		
DS	Deckenschlitz	BSP	Brettsperrholz		
WD	Wanddurchbruch	HTW	Holztafelwände		
WS	Wandschlitz	NH	Nadelvollholz		

- Die Pläne gelten nur in Verbindung mit dem Entwurfsbericht von Leonhardt, Andrä und Partner VBI AG.
- Der Auftragnehmer ist dazu verpflichtet, alle ihm übergebenen Unterlagen auf ihre Übereinstimmung und Richtigkeit zu prüfen (vgl. DIN 1961, § 3).
- Unstimmigkeiten sind dem Auftraggeber rechtzeitig vor Beginn der Genehmigungsplanung mitzuteilen.
- Höhenangaben sind auf OKRD bezogen. Nichttragende Bauteile (Mauerwerk, Fassaden-Fertigteile etc.) sind den Entwurfsplänen des Objektplaners zu entnehmen.
- Alle statisch relevanten Durchbrüche sind, soweit bekannt, entsprechend den Angaben der Objektplanung und Haustechnik im Plan dargestellt.
- Folgende Durchbrüche sind statisch relevant und vollständig zum Abschluss der Entwurfsplanung anzugeben:
  1. Durchbrüche mit einer Kantenlänge von 40 cm und größer
  2. Alle Deckendurchbrüche an Stützen, Wandenden und Wandecken im Abstand kleiner 5x Deckendicke
  3. Durchbrüche in Unter- und Überzügen mit Durchmesser größer als 1/4 der Steghöhe (UZ-Teil unter/über der Decke)
  4. Mehrere kleinere Durchbrüche oder Einlegeteile sind wie eine große Durchführung zu betrachten, wenn der lichte Abstand kleiner als 25cm ODER kleiner als die Abmessung ist.

Stand Entwurfsplanung Architekt: 14.07.2023

Betongüte, wenn nicht anders angegeben:
- Bodenplatten und Außenwände UG C 25/30
- Innen- und Außenwände ab EG i. Allg. C 25/30
- Decken und Unterzüge i. Allg. C 25/30
- Stützen(Innenstützen und Fassadenstützen) i. Allg. C 25/30
- Sauberkeitsschicht C 12/15

Bewehrungsstahl: B 500 B (f_{yk}=500 N/mm²), gemäß DIN 488
Konstruktionsstahl: S 235 JR, gemäß DIN EN 10025-2

- Schnittkante
- Sichtkante
- verdeckte Kante
- Stahlbeton C.../...(Regelfestigkeit) Abweichungen angegeben
- Deckendurchbruch
- Deckenschlitz
- Wanddurchbruch
- Wandschlitz
- VS Verbundstützen
- HTW Holztafelwand
- NH Nadelvollholz
- BSH Brettschichtholz
- Überzug b/h (einschl. Decke) z.B. ÜZ 20/50
- Unterzug b/h (einschl. Decke) z.B. UZ 30/40
- Höhenkote Schnitt
- Höhenkote Grundriss
- Stahlbeton Fertigteil

Wandartige Träger (WT) sind im Bauzustand bis zur Tragfähigkeit der obersten angeschlossenen Decke zu unterstützen!

Index	Änderung	gez.	Datum

Entwurfsplanung

Projekt: Jugendfreizeiteinrichtung MAXIM
Charlottenburger Straße 117 in 13086
Berlin

Freigabe Architekt:

Freigabe Prüfingenieur:

Planinhalt:
Tragwerksübersicht
Schnitte C, D, E und 3D Ansichten

Datum:	14.07.2023
Gezeichnet:	Wa
Geprüft:	KM
Maßstab:	1: 100
Auftragsnummer:	H23-11481
Plan-Nr.:	03_SN_3D
Index	

Bauherr: Bezirksamt Pankow von Berlin
Abt. Jugend und Familie /Jugendamt
Berliner Allee 252-260
13088 Berlin

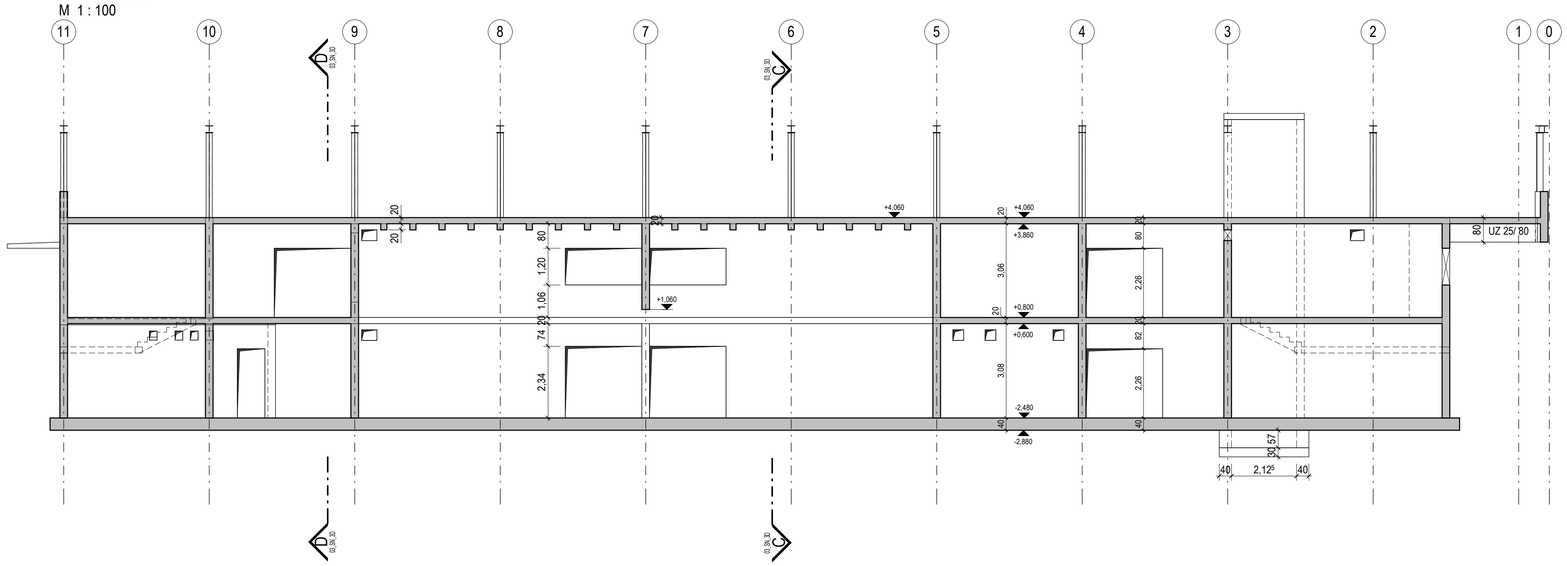
Architekt:
jan große architekten
danziger straße 168
10407 berlin
tel. 030-4280 2670
buero@grosse-architekten.de

Fachplaner:
Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG
Rosenthaler Str. 40/41, 10178 Berlin
Fon +49(0)30 283983-0
berlin@lap-consult.com

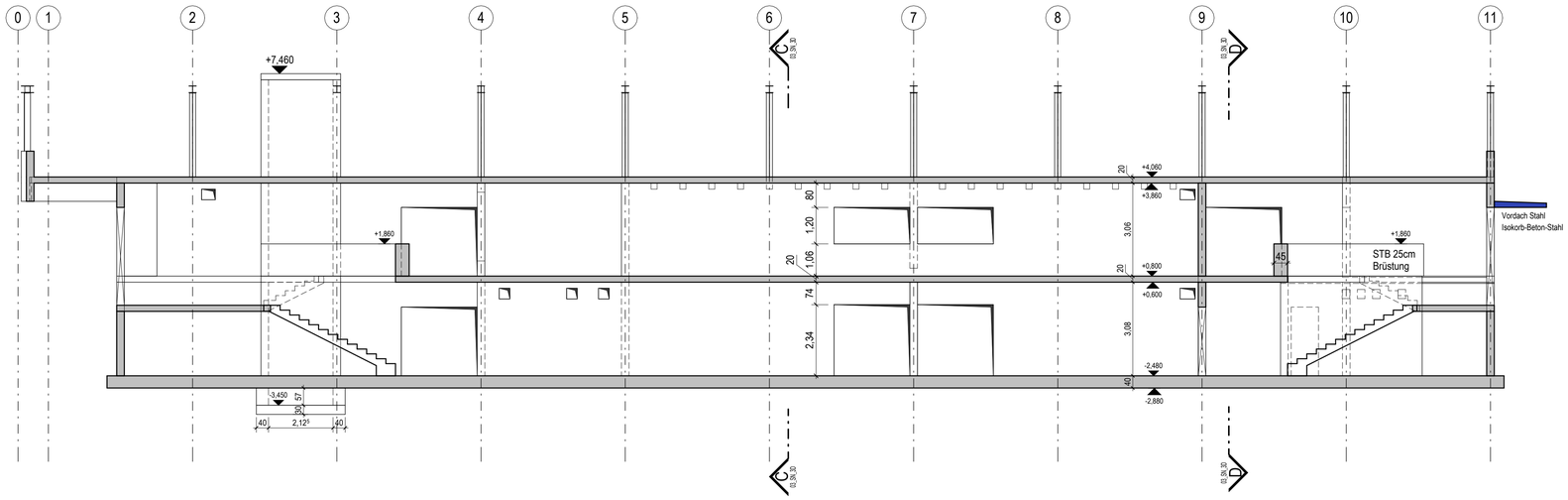
14.07.2023 07:56:56

594x841

Schnitt A-A
M 1 : 100



Schnitt B-B
M 1 : 100



Hinweise:

Höchster Grundwasserstand zeHGW= +42,40 NHN (siehe auch Bodengutachten BBiG v. 21.09.2022)
± 0.000 = +48.50m NHN

Bezeichnungen:

UZ	Unterzug	VS	Verbundstütze	OK	Oberkante / UK Unterkante
ÜZ	Überzug	FT	Fertigteil	n.t.	nicht tragend
WT	wandartiger Träger	HFT	Halbfertigteil		
VT	Verbundträger	STB	Stahlbeton - Ortbeton		
DD	Deckendurchbruch	BSH	Brettschichtholz		
DS	Deckenschlitz	BSP	Brettsperrholz		
WD	Wanddurchbruch	HTW	Holztafelwände		
WS	Wandschlitz	NH	Nadelvollholz		

- Die Pläne gelten nur in Verbindung mit dem Entwurfsbericht von Leonhardt, Andrä und Partner VBI AG.
- Der Auftragnehmer ist dazu verpflichtet, alle ihm übergebenen Unterlagen auf ihre Übereinstimmung und Richtigkeit zu prüfen (vgl. DIN 1961, § 3).
- Unstimmigkeiten sind dem Auftraggeber rechtzeitig vor Beginn der Genehmigungsplanung mitzuteilen.
- Höhenangaben sind auf OKRD bezogen. Nichttragende Bauteile (Mauerwerk, Fassaden-Fertigteile etc.) sind den Entwurfsplänen des Objektplaners zu entnehmen.
- Alle statisch relevanten Durchbrüche sind, soweit bekannt, entsprechend den Angaben der Objektplanung und Haustechnik im Plan dargestellt.
- Folgende Durchbrüche sind statisch relevant und vollständig zum Abschluss der Entwurfsplanung anzugeben:
  1. Durchbrüche mit einer Kantenlänge von 40 cm und größer
  2. Alle Deckendurchbrüche an Stützen, Wandenden und Wandecken im Abstand kleiner 5x Deckendicke
  3. Durchbrüche in Unter- und Überzügen mit Durchmesser größer als 1/4 der Steghöhe (UZ-Teil unter/über der Decke)
  4. Mehrere kleinere Durchbrüche oder Einlegeteile sind wie eine große Durchführung zu betrachten, wenn der lichte Abstand kleiner als 25cm ODER kleiner als die Abmessung ist.

Stand Entwurfsplanung Architekt: 14.07.2023

Betongüte, wenn nicht anders angegeben:
- Bodenplatten und Außenwände UG C 25/30
- Innen- und Außenwände ab EG i. Allg. C 25/30
- Decken und Unterzüge i. Allg. C 25/30
- Stützen(Innenstützen und Fassadenstützen) i. Allg. C 25/30
- Sauberkeitsschicht C 12/15

Bewehrungsstahl: B 500 B (f_{yk}=500 N/mm²), gemäß DIN 488
Konstruktionsstahl: S 235 JR, gemäß DIN EN 10025-2

- Schnittkante
- Sichtkante
- verdeckte Kante
- Stahlbeton C.../...(Regelfestigkeit) Abweichungen angegeben
- Deckendurchbruch
- Deckenschlitz
- Wanddurchbruch
- Wandschlitz
- VS Verbundstützen
- HTW Holztafelwand
- NH Nadelvollholz
- BSH Brettschichtholz
- Überzug b/h (einschl. Decke) z.B. ÜZ 20/50
- Unterzug b/h (einschl. Decke) z.B. UZ 30/40
- Höhenkote Schnitt
- Höhenkote Grundriss
- Stahlbeton Fertigteil

Wandartige Träger (WT) sind im Bauzustand bis zur Tragfähigkeit der obersten angeschlossenen Decke zu unterstützen!

Index	Änderung	gez.	Datum

Entwurfsplanung

Projekt: Jugendfreizeiteinrichtung MAXIM
Charlottenburger Straße 117 in 13086 Berlin

Freigabe Architekt:

Freigabe Prüfingenieur:

Planinhalt:
Tragwerksübersicht
Schnitte A-A und B-B

Datum:	14.07.2023
Gezeichnet:	Wa
Geprüft:	KM
Maßstab:	1: 100
Auftragsnummer:	H23-11481
Plan-Nr.:	03_SN_LG
Index	

Bauherr: Bezirksamt Pankow von Berlin
Abt. Jugend und Familie /Jugendamt
Berliner Allee 252-260
13088 Berlin

Architekt:
jan große architekten
danziger straße 168
10407 berlin
tel. 030-4280 2670
buero@grosse-architekten.de

Fachplaner:
Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG
Rosenthaler Str. 40/41, 10178 Berlin
Fon +49(0)30 283983-0
berlin@lap-consult.com

14.07.2023 07:52:05

594x841

Kapitel: 2 Einwirkungen

Kapitel Inhalt

2.1 Allgemeines

2.2 Vertikale Einwirkungen

2.3 Horizontale Einwirkungen

Kapitel: 2.1 Allgemeines

Kapitel	Inhalt	Seite	Erstellt am:	Bearbeiter
2.1	Allgemeines	2		
2.1.1	Allgemeines zu Einwirkungen	2 - 2	18.08.2023	KM
2.1.2	Eigenlasten	2 - 2	18.08.2023	KM
2.1.3	Ausbaulasten	3 - 3	18.08.2023	KM
2.1.4	Nutzlasten	4 - 4	18.08.2023	KM
2.1.5	Einwirkungen aus dem Baugrund	6 - 6	18.08.2023	KM
2.1.6	Schnee	6 - 6	18.08.2023	KM
2.1.7	Wind	7 - 7	18.08.2023	KM
2.1.8	Temperatur	8 - 8	18.08.2023	KM
2.1.9	Straßenverkehr/Staplerbetrieb	8 - 8	18.08.2023	KM
2.1.10	Einwirkungen auf Absperrungen	9 - 9	18.08.2023	KM
2.1.11	Einwirkungen aus Anprall	9 - 9	18.08.2023	KM
2.1.12	Brand	9 - 9	18.08.2023	KM
2.1.13	Erdbeben	9 - 9	18.08.2023	KM
2.1.14	Explosion	9 - 9	18.08.2023	KM
2.1.15	Geometrische Imperfektionen	10 - 10	18.08.2023	KM
2.1.16	Sonstige Lasten	10 - 10	18.08.2023	KM

2.1 Allgemeines

2.1.1 Allgemeines zu Einwirkungen

Nachfolgend werden die Planungsansätze hinsichtlich der Einwirkungen auf das Tragwerk zusammengestellt. Dazu zählt vor allem die Vereinbarung maximaler Nutzlasten in den unterschiedlichen Bereichen, wie auch die sich aus der gewünschten Ausstattung ergebende Belastung. Diese Einwirkungen werden in den nachfolgenden Punkten detailliert für alle Bauteile beschrieben. Einwirkungen, deren Ansatz nutzungs- und ausstattungsunabhängig gemäß DIN EN 1991-1-3 und DIN EN 1991-1-4 vorgegeben ist (z.B. Schnee bzw. Wind), werden entsprechend berücksichtigt.

Sämtliche Lastannahmen werden als charakteristische Werte getrennt für die Einwirkungen dargestellt:

- ständig G_k
  - $= G_{ke}$ (Eigenlasten)
  - $+ G_{ko}$ (Auflasten oben = Lasten nicht tragender Bauteile auf der Decke)
  - $+ G_{ku}$ (Auflasten unten = Lasten nicht tragender Bauteile unter der Decke)

- veränderlich Q_k
  - $= Q_{kn}$ (Raumnutzung)
  - $+ Q_{ko}$ (mögliche zusätzliche Auflasten oben)
  - $+ Q_{ku}$ (mögliche zusätzliche Auflasten unten) und
  - Q_{kH} = Horizontallast an Absturzsicherungen (Geländer, Brüstungen)
- außergewöhnlich Q'_k
  - Q'_{kA} (Anprall von Fahrzeugen)

Weitere außergewöhnliche Einwirkungen wie Brand, Erdbeben oder Explosion werden separat beschrieben.

2.1.2 Eigenlasten

Die charakteristischen Eigenlasten der Tragkonstruktion werden gemäß DIN EN 1991-1 als Produkt aus den planmäßigen Abmessungen des Bauteils und der mittleren Wichte (entsprechend DIN EN 1991-1-1) berechnet und als ständige Last berücksichtigt. Für bewehrten Beton wird dementsprechend eine mittlere Wichte von 25,0 kN/m³ angenommen, für Stahlprofile ein Wert von 78,5 kN/m³. Bei Stahlbauprofilen wird ein Zuschlag von 10 % für Kleinteile und Verbindungsmittel berücksichtigt. Für Mauerwerkswände wird eine Rohdichte passend zur Steinart und der gewählten Festigkeitsklasse angenommen.

2.1.3 Ausbaulasten

Der Begriff „Ausbaulasten“ umschließt alle durch nicht tragende Bauteile (Beläge, Unterdecken, nicht tragende Trennwände, Verkleidungen u. a.) oder feste Einrichtungen, (Fahr- Treppen, technische Anlagen, Leitungen ohne Füllgut, Kabelkanäle) erzeugten Lasten.

Nicht tragende Trennwände

Der Einfluss leichter, unbelasteter Trennwände bis zu einer Höchstlast von 5 kN/m Wandlänge darf durch einen gleichmäßig verteilten Zuschlag berücksichtigt werden. Bei Nutzlasten von 5 kN/m² und größer ist ein Zuschlag nicht erforderlich.

Bei Wänden von höchstens 3 kN/m Wandlänge werden als zusätzliche veränderliche Last q_{ko} = 0,80 kN/m² angesetzt, bei Wänden, die mehr als eine Last von 3 kN/m und von höchstens 5 kN/m Wandlänge erbringen, mindestens q_{ko} = 1,20 kN/m².

Entsprechend DIN EN 1991-1-1/NA, Abschnitt 6.3.1.2, ist dieser Zuschlag für leichte Trennwände bei Geschossnutzlast von 5,0 kN/m² nicht erforderlich.

Schwerere Trennwände (> 5 kN/m Wandlänge), wie z. B. Mauerwerkswände, werden als entsprechende Linienlast an den beabsichtigten Standorten berücksichtigt und in entsprechenden Wandlastplänen dargestellt.

Unterdecken/Unterhanglasten

Die Angaben zu den an der Deckenunterseite angreifenden Lasten beziehen sich auf die Nutzung des darunterliegenden Geschosses. Es wird davon ausgegangen, dass in dieser frühen Planungsphase an allen Deckenflächen die Belastung einer Unterdecke vorgehalten werden soll.

Mit dem Ziel einer dauerhaften Flexibilität der Ausstattung wird davon ausgegangen, dass an allen Deckenflächen eine Belastung durch

Unterdecken und Akustikelementen allgemein von 0,50 kN/m²

vorgehalten werden soll.

Zusätzlich wird in allen Geschossen für **haustechnische Installationen** eine

Unterhanglast von allgemein 0,50 kN/m²

angesetzt.

2.1.4 Nutzlasten

Die gemeinsam mit dem Bauherrn, Architekten und Fachplanern abgestimmten und festgelegten Ausbau- und Nutzlasten sowie alle weiteren anzusetzenden Einwirkungen werden im Kapitel 2.2 – „Vertikale Einwirkungen“ beschrieben.

Dabei werden die entsprechend DIN EN 1991-1-1/NA, Tabelle 6.1DE1 aufgezeigten Mindestwerte für die jeweilige Nutzungskategorie eingehalten.

Tabelle 6.1DE — Lotrechte Nutzlasten für Decken, Treppen und Balkone

Spalte	1		2	3	4	5
Zeile	**Kategorie**		**Nutzung**	**Beispiele**	q_k kN/m²	Q_k [e] kN
1	A	A1	Spitzböden	Für Wohnzwecke nicht geeigneter, aber zugänglicher Dachraum bis 1,80 m lichter Höhe	1,0	1,0
2		A2	Wohn- und Aufenthaltsräume	Decken mit ausreichender Querverteilung der Lasten, Räume und Flure in Wohngebäuden, Bettenräume in Krankenhäusern, Hotelzimmer einschl. zugehöriger Küchen und Bäder	1,5	—
3		A3		wie A2, aber ohne ausreichende Querverteilung der Lasten	2,0[c]	1,0
4	B	B1	Büroflächen, Arbeitsflächen, Flure	Flure in Bürogebäuden, Büroflächen, Arztpraxen **ohne schweres Gerät**, Stationsräume, Aufenthaltsräume einschl. der Flure, Kleinviehställe	2,0	2,0
5		B2		Flure und Küchen in Krankenhäusern, Hotels, Altenheimen, Flure in Internaten usw.; Behandlungsräume **in Krankenhäusern**, einschl. Operationsräume ohne schweres Gerät; **Kellerräume in Wohngebäuden**	3,0	3,0
6		B3		Alle Beispiele von B1 u. B2, jedoch mit schwerem Gerät	5,0	4,0
7		C1		Flächen mit Tischen; z. B. **Kindertagesstätten, Kinderkrippen**, Schulräume, Cafés, Restaurants, Speisesäle, Lesesäle, Empfangsräume, **Lehrerzimmer**	3,0	4,0
8		C2		Flächen mit fester Bestuhlung; z. B. Flächen in Kirchen, Theatern oder Kinos, Kongresssäle, Hörsäle, Wartesäle	4,0	4,0
9	C	C3	Räume, Versammlungsräume und Flächen, die der Ansammlung von Personen dienen können (mit Ausnahme von unter A, B, D und L festgelegten Kategorien).	Frei begehbare Flächen; z. B. Museumsflächen, Ausstellungsflächen, Eingangsbereiche in öffentlichen Gebäuden, Hotels, nicht befahrbare Hofkellerdecken, **sowie die zur Nutzungskategorie C1 bis C3 gehörigen Flure**	5,0	4,0
10		C4		Sport- und Spielflächen; z. B. Tanzsäle, Sporthallen, Gymnastik- und Kraftsporträume, Bühnen	5,0	7,0
11		C5		Flächen für große Menschenansammlungen; z. B. in Gebäuden wie Konzertsäle, Terrassen und Eingangsbereiche sowie Tribünen mit fester Bestuhlung	5,0	4,0
12		C6		Flächen mit regelmäßiger Nutzung durch erhebliche Menschenansammlungen, Tribünen ohne feste Bestuhlung	7,5	10,0

Abbildung 1: Auszug aus der DIN EN 1991-1-1/NA:2010-12 Tabelle 6.1DE

Allgemeine Nutzlasten

Die nachfolgenden Nutzlasten stellen maximal mögliche Flächenlasten infolge der normalen Nutzung durch Personen und Lasten des Mobiliars (ggf. auch Einwirkungen von Geräten oder Fahrzeugen) entsprechend DIN EN 1991-1-1/NA, Tab. 6.1DE + 6.10DE dar.

- Flachdachbereiche, Terrasse als Nutzlast:	5,00 kN/m²
(zusätzlich Schneelast)	1,00 kN/m²

Schneeanhäufungen, sowie Norddeutsche Tiefebene werden nicht besonders berücksichtigt, da bei größeren Schneehöhen nicht die volle Nutzlast zu erwarten ist.

- Fußboden UG und EG (DIN EN 1991-1-1/NA Tab. 6.1, Kategorie C3)	5,00 kN/m²
- Flure und Treppen	5,00 kN/m²

Techniklasten

Techniklasten sind in der allgemeinen Verkehrslast erfasst bzw. den Unterhanglasten.

Auf dem Dach soll eine **Photovoltaikanlage** vorgehalten werden.

Die **Zusatzbelastung** (incl. Unterkonstruktion) beträgt nach unserer Einschätzung

q_{PV} = 0,50 kN/m²

Um eine flexible Nutzung zu gewährleisten, wird auf dem Technikgebäude vorsorglich die gleiche Nutzlast wie auf der Terrassenfläche berücksichtigt

Flachdachbereiche Technikgebäude als Nutzfläche:	5,00 kN/m²
zusätzlich wird für Schneelast angesetzt	1,00 kN/m²
Nutzlast Dach Technikgebäude	**6,00 kN/m²**

Maschinenfundamente aus haustechnischen Anlagen werden nicht gesondert berücksichtigt, sofern diese erforderlich werden, müssen diese bei der Lastangabe der Haustechnik enthalten sein.

Für den Aufzug wird kein separater Maschinenraum vorgesehen. Für die Sohle werden 2 x Einzellasten Q=50 kN und an der Decke 2 x 20 kN berücksichtigt.

Die detaillierten Aufzugslasten sind in der Werkplanung festzulegen und abzugleichen. Für die Unterfahrten wird eine freie Tiefe von max. 1,00 m vorgesehen.

.

2.1.5 Einwirkungen aus dem Baugrund

Aufgrund der Einbindung des Untergeschosses in den Baugrund bis ca. 3,0 m tiefe, sind die Außenwände mit einer Belastung aus Erddruck zu bemessen. Für den Erddruck aus Bodeneigengewicht und Geländeauflasten wird der erhöht-aktive Erddruck berücksichtigt.

2.1.6 Schnee

Berücksichtigung der Schneelasten nach DIN EN 1991-1-3 (2010-12) + NA

Berlin liegt in der Schneelastzone 2 (vgl. DIN EN 1991-1-3/NA, Bild NA.1)

- Formbeiwert μ für Dachform: Flachdach

  $\mu_1 = 0{,}8$

- Schneelast - ständige Bemessungssituation:

  $s_k = \mu \times s_k = 0{,}8 \times 0{,}85 = 0{,}68\ kN/m^2$

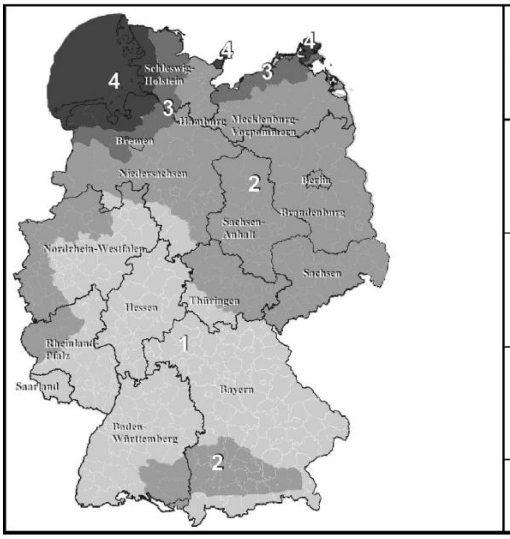
Die Schneelast wird als ortsfeste, veränderliche Einwirkung berücksichtigt. Die Zuordnung zur norddeutschen Tiefebene führt zu einer 2,3-fachen Erhöhung der Schneelast als außergewöhnliche Kombination (DIN EN 1990).

Daher und zur Berücksichtigung von Instandhaltungsarbeiten des Belags oder Installationsarbeiten für Technikaufbauten wird bei der Bemessung der Decken eine Nutzlast von mindestens $\mathbf{q_k = 2{,}0\ kN/m^2}$ berücksichtigt. Diese Last entspricht 2,0 m Neuschnee bzw. ca. 60 cm Altschnee, womit lokale Schneeanhäufungen im Bereich von Höhensprung, Attika oder Technikaufbauten erfasst sind.

2.1.7 Wind

Nachfolgend aufgeführte, entsprechend DIN EN 1991-1-4 + NA ermittelte Einwirkungen aus Wind werden als ortsfeste veränderliche Einwirkungen in den statischen Nachweisen berücksichtigt.

Das Gebäude ist nicht schwingungsanfällig.



Windzone	$v_{b,0}$	$q_{b,0}$
WZ 1	22,5 m/s	0,32 kN/m²
WZ 2	25,0 m/s	0,39 kN/m²
WZ 3	27,5 m/s	0,47 kN/m²
WZ 4	30,0 m/s	0,56 kN/m²

Bild NA.A.1 — Windzonenkarte für das Gebiet der Bundesrepublik Deutschland

Folgende Randbedingungen werden bei der Ermittlung Einwirkungen aus Wind entsprechend DIN EN 1991-1-4 berücksichtigt:

- Basisgeschwindigkeitsdruck q_b = 0,39 kN/m² entsprechend DIN EN 1991-1-4/NA.B.3.3 bei einer Einordnung in Windzone 2, Binnenland (> 5 km von der Küste entfernt)

- Geländekategorie: IV (Stadtgebiete)

Aufgrund der Gebäudehöhe h < 25 m erfolgt die Ermittlung des Böengeschwindigkeitsdrucks gemäß DIN EN 1991-1-4/NA.B.3.2: „Vereinfachte Annahmen für den Böengeschwindigkeitsdruck bei Bauwerken bis zu einer Höhe von 25 m über Grund“ unter Berücksichtigung der Gebäudehöhe und der Windzone

Die globale, auf ein Bauwerk wirkende Kraft wird demnach aus dem Produkt aus Staudruck, Windangriffsfläche, Kraftbeiwert c_f ermittelt.

Die konkrete Windkraft wird in Abhängigkeit von der jeweiligen Bauwerksabmessung und der maßgebenden Windrichtung für die einzelnen Gebäudeteile separat in der statischen Berechnung ermittelt.

2.1.8 Temperatur

Das Hauptgebäude wird gedämmt und innenseitig beheizt, so dass i. d. R. keine witterungsbedingten Temperaturbeanspruchungen zu berücksichtigen sind.

Das Technikgebäude wird nicht gedämmt und nicht beheizt, so dass hier die vollen wetter- und jahreszeitbedingten Temperaturschwankungen zu berücksichtigen sind.

Weitere, möglicherweise aus Bauzuständen resultierende Beanspruchungen werden hier nicht betrachtet, da deren Art und Größe wesentlich von der Art und dem Zeitraum der Bauausführung abhängig sind und insofern nur von der ausführenden Firma planerisch erfasst werden können. Hierzu gehören auch die potenziellen Temperaturlastfälle in Bauzuständen, die von den Temperaturlastfällen im Endzustand abweichen können. Es wird davon ausgegangen, dass diese potenziellen Temperaturlastfälle in den Bauzuständen durch entsprechende baubetriebliche Maßnahmen (Einhausung, Abdeckung, Nachbehandlung, Baustellenheizung) unterbunden werden.

Nach Abstimmung mit dem Bauherrn und dem Objektplaner kann die Ausführung des Rohbaus im Winter nicht ausgeschlossen werden.

Die Planung des Rohbaus erfolgt für den Endzustand als temperiertes Gebäude mit typischen Innentemperaturen zwischen 15°C und 25°C. Es wird eine Aufstelltemperatur von 20°C und eine Abweichung von maximal ± 10 K vorausgesetzt. Darüber hinaus gehende Beanspruchungen aus Temperatur, z. B. infolge bauzeitlich bedingter Zwischenzustände während der Bauausführung (jahreszeitbedingte Klimawechsel), sind durch geeignete Maßnahmen wie bauzeitliche Beheizung oder Wärmedämmung auszuschließen.

Nicht erfasst werden darüber hinaus Temperaturlastfälle im Endzustand, die sich aus unsachgemäßer Benutzung der Raumheizung oder Ausfall der Heizungsanlage ergeben können. Es wird davon ausgegangen, dass diese potenziellen Temperaturlastfälle bei den Instandsetzungsmaßnahmen durch entsprechende Ersatzmaßnahmen (z. B. Baustellenheizung) kompensiert werden. Berücksichtigt sind jedoch Temperaturlastfälle, die sich zwangsläufig beim Einbringen und bei der Festigkeitsentwicklung von Bauprodukten in den Bauzuständen ergeben, so z. B. beim Abfließen der Hydratationswärme von Beton.

2.1.9 Straßenverkehr/Staplerbetrieb

Es werden keine Lasten aus Straßenverkehr eingebracht.

2.1.10 Einwirkungen auf Absperrungen

Geländer- und Brüstungslasten (durch Personen verursachte horizontale Kräfte, entsprechend DIN EN 1991-1-1/NA:2010-12, Tabelle 6.12DE)

- Öffentliche Bereiche: g_{kH} = 1,0 kN/m

2.1.11 Einwirkungen aus Anprall

Auf dem Gelände findet Verkehr nur als Anlieferverkehr (kein Durchgangsverkehr) bei eingeschränkter Geschwindigkeit (≤ 10 km/h) statt. Die Feuerwehrumfahrung ist zu klären

Auf der sicheren Seite wird eine Anpralllast auf die Wände bzw. Stützen um das gesamte Gebäude rundum berücksichtigt. Dieser wird entsprechend DIN EN 1991-1-7/NA, Tabelle NA.2-4.1, Zeile 5 angesetzt zu:

horizontalen Anpralllast **$Q_{dx} = Q_{dy} = 100$ kN**

in der Höhe von 1,25 m über Fahrbahn in Längs- und Querrichtung berücksichtigt.

2.1.12 Brand

Entsprechend der Brandschutznorm besteht zur Gewährleistung der Sicherheit von Personen ein wesentliches Schutzziel in der Erhaltung der Tragfähigkeit im Brandfall für einen bestimmten Zeitraum. Dieser „Feuerwiderstand“ von Tragwerken ist so festzulegen, dass sowohl Personenevakuierung als auch Brandbekämpfung gewährleistet sind.

Die Einordnung der Bauteile in Feuerwiderstandsklassen zum baulichen Brandschutz erfolgt entsprechend den Angaben des Brandschutzgutachtens.

Der geforderte Feuerwiderstand von Tragwerken ist rechnerisch oder durch genormte Brandversuche nachzuweisen.

Die Nachweise zum konstruktiven Brandschutz nach DIN EN 1992-1 sind Bestandteil der Tragwerksplanung

Alle Decken, Wände und Stützen werden aus nichtbrennbaren Baustoffen und für einen **Feuerwiderstand von R30 bzw. R90** ausgebildet.

Die Vorgaben (R30/R90) sind in der weiteren Planung mit dem Brandschutzkonzept abzugleichen.

2.1.13 Erdbeben

Der Gebäudekomplex befindet sich nicht in einer Erdbebenzone.

2.1.14 Explosion

Keine Anforderung.

2.1.15 Geometrische Imperfektionen

Abweichungen von der vertikalen Tragwerksgeometrie ziehen Lastausmitten nach sich, die zusätzliche horizontale Beanspruchungen bedeuten. Bei der Ermittlung von Einwirkungen auf aussteifende Tragwerksteile werden mögliche Schiefstellungen vertikaler Druckglieder entsprechend DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1993-1-1 berücksichtigt.

Aufgrund der großen Anzahl von aussteifenden Wänden und der im Verhältnis zur Grundfläche geringen Bauwerkshöhe wird für das Gebäude die Schiefstellung vernachlässigt.

2.1.16 Sonstige Lasten

Keine

Kapitel: 2.2 Vertikale Einwirkungen

Kapitel	Inhalt	Seite	Erstellt am:	Bearbeiter
2.2	Vertikale Einwirkungen	2 - 6	18.08.2023	KM
2.2.1	Stahlbetondach	2 - 2	18.08.2023	KM
2.2.2	Bodenaufbau Decke über EG	3 - 3	18.08.2023	KM
2.2.3	Bodenaufbau Erdgeschoss	4 - 4	18.08.2023	KM
2.2.4	Wände und Stützen	5 - 5	18.08.2023	KM
2.2.5	Treppen	6 - 6	18.08.2023	KM

2.2 Vertikale Einwirkungen

Nachfolgend werden die in Kap. 2.1 beschriebenen Lasten detailliert beschrieben. Die Lasten aus den Nutzlasten werden in Übersichtsplänen dargestellt (siehe Anlage 1 und 2).

2.2.1 Stahlbetondach

Ständige Einwirkungen

Eigengewicht: **g_1 = h x 25 kN/m³**

Ausbaulasten:

g_2 =	1,30 kN/m²	(Sportboden Kunststoff)
	+ 0,30 kN/m²	(Drainageschicht, wassergesättigt)
	+ 0,20 kN/m²	(Bituminöse Dachabdichtung)
	+ 0,30 kN/m²	(Gefälledämmung)
	+ 0,10 kN/m²	(Dampfsperre)
	+ 0,30 kN/m²	(Rundung / Sonstiges)
Σg_2 =	**2,50 kN/m²**	

Für mögliche **Pflanzkästen** steht ein Gewicht in Höhe der Nutzlast zur Verfügung **(500 kg/m²)**, da auf der Fläche der Kästen keine weitere Verkehrslast auftreten wird.

Veränderliche Einwirkungen

Nutzlast: **q_1 = 5,00 kN/m²** (Terrasse als Nutzfläche)

q_2 = 1,00 kN/m² (Schneelast und Reserve)

Installationslasten: **q_3 = 1,00 kN/m²** (Installationen, abgehängte Decke)

Mobile Trennwand: **q_4 = 1,00 kN/m² * 3,45 m = 3,45 kN/m** (In Achse 7)

2.2.2 Bodenaufbau Decke über UG

Ständige Einwirkungen

Eigengewicht: **g_1 = h x 25 kN/m³** (Decke)

Deckenaufbau über UG

Ausbaulasten:	g_2 =	0,10 kN/m²	(Belag, z.B. Linoleum)
		+0,15 kN/m²	(Ausgleichsschicht)
		+1,65 kN/m²	(70 mm Heizestrich)
		+0,05 kN/m²	(Trittschaldämmung)
		+0,20 kN/m²	(Dämmung)
		+0,35 kN/m²	(Rundung/Sonstiges)
	Σg_2 =	**2,50 kN/m²**	

Veränderliche Einwirkungen

Nutzlast: **q_1 = 5,00 kN/m²**

Installationslasten: **q_2 = 1,00 kN/m²** (Installationen, abgehängte Decke)

2.2.3 Bodenaufbau Erdgeschoss

Ständige Einwirkungen

Eigengewicht: **g_1 = h x 25 kN/m³** (Bodenplatte)

Bodenaufbau Sohle

Ausbaulasten:	g_2 =	0,10 kN/m²	(Belag, z.B. Linoleum)
		+0,15 kN/m²	(Ausgleichsschicht)
		+1,65 kN/m²	(70 mm Heizestrich bzw. Sportboden)
		+0,05 kN/m²	(Trittschaldämmung)
		+0,20 kN/m²	(Dämmung)
		+0,35 kN/m²	(Rundung/Sonstiges)
	Σg_2 =	**2,50 kN/m²**	

Veränderliche Einwirkungen

Nutzlast: **q_1 = 5,00 kN/m²**

2.2.4 Wände und Stützen

Ständige Einwirkungen

Außenwände:

Stahlbetonwand (25 kN/m³)

b = 25 cm	=	6,25 kN/m²
innen 1,5 cm Putz (Vorhaltung)	=	0,30 kN/m²
Wärmedämmung (20 cm)	=	0,20 kN/m²
außen 12 cm FT-Beton	=	3,00 kN/m²
$g_{1,2}$	**=**	**9,75 kN/m²**

Innenwände:

Stahlbetonwand (25 kN/m³)

b = 25 cm	=	6,25 kN/m²
beidseitig innen 1,5 cm Putz (Vorhaltung)	=	0,60 kN/m²
$g_{1,2}$	**=**	**6,85 kN/m²**

Stützen (Stahlbeton)

Eigengewicht: **g_1 = b x h x 25 kN/m³**

Ausbaulasten: **g_2 = 0,60 kN/m²** (Vorhaltung)

Fassade:

Textilfassade: **g_1 = < 1,00 kN/m²** (Textilfassade in Alurahmen)

Außenfenster: **g_1 = < 1,00 kN/m²** (Alu-Fassadenfenster))

Nichttragende Innenwände (Mauerwerk, Gipskarton)

Eigengewicht: **g_1 = < 5,00 kN/m** (im Trennwandzuschlag enthalten)
g_1 = > 5,00 kN/m (je nach Gewicht bei statischer Berechnung zu berücksichtigen)

2.2.5 Treppen

Steigungsverhältnis 16/30 $\Rightarrow$ α = 28,1°

Eigengewicht: $\mathbf{g_{k,1}}$ **=h/cos 28,1° x 25 kN/m³**

Ausbaulasten: $\mathbf{g_{k,2}}$ **=** 0,66 kN/m² (Fliesenbelag 15 mm mit Mörtelbett)

+0,34 kN/m² (Sonstiges)

$\sum \mathbf{g_{k,2}}$ **= 1,00 kN/m²**

Ausbaulast nur vorgehalten (sicherе Seite)

Nutzlast: $\mathbf{q_{k,1}}$ **= 5,00 kN/m²** (Vorhaltung für Kat. T2, Tab. 6.1DE)

Einzellast: $\mathbf{Q_k}$ **= 2,00 kN** (Vorhaltung für Kat. T2, Tab. 6.1 DE)

Kapitel: 2.3 Horizontale Einwirkung

Kapitel	Inhalt	Seite von - bis	Erstellt am	Bearbeiter

2.3 Horizontale Einwirkungen 2

2.3.1 Windlasten 2

2.3.2 Einwirkungen auf Absperrungen 2

2.3.3 Einwirkungen auf Anprall 2

2.3.4 Erddruck 3

2.3 Horizontale Einwirkungen

2.3.1 Windlasten

Grundlage der Windlastberechnung ist die DIN EN 1991-1-4 + NA.

- Bauwerksstandort: Windzone 2
- Bauwerkshöhe: h < 10 m
- Geländekategorie: Binnenland (> 5 km von der Küste entfernt)

Der Baukörper ist allseits geschlossen, d.h. es ist kein Innendruck anzusetzen.

Referenzwert des Staudrucks q_{ref} = 0,39 kN/m² (siehe Kap. 2.1.7)

Böhengeschwindigkeitsdruck: q (z) = 0,65 kN/m²

2.3.2 Einwirkungen auf Absperrungen

Geländer- und Brüstungslasten (durch Personen verursachte horizontale Kräfte, entsprechend DIN EN 1991-1-1/NA:2010-12, Tabelle 6.12DE)

- Öffentliche Bereiche: g_{kH} = 1,0 kN/m

2.3.3 Einwirkungen auf Anprall

Auf dem Schulgelände findet Verkehr nur als Anlieferverkehr (kein Durchgangsverkehr) bei eingeschränkter Geschwindigkeit (≤ 20 km/h) statt. Die Feuerwehrumfahrung umfasst gemäß Lageplan die West-und Südseite des Gebäudes. Auf der sicheren Seite wird eine Anpralllast auf die Wände bzw. Stützen um das gesamte Gebäude rundum berücksichtigt. Dieser wird entsprechend DIN EN 1991-1-7/NA, Tabelle NA.2-4.1, Zeile 5 angesetzt zu:

horizontalen Anpralllast **$Q_{dx} = Q_{dy}$ = 100 kN**

in der Höhe von 1,25 m über Fahrbahn in Längs- und Querrichtung berücksichtigt.

2.3.4 Erddruck

Für die Außenwände der Untergeschosse wird der Erddruck entsprechend den bodenmechanischen Kennwerten gemäß Baugrundgutachten angesetzt.

BBiG GmbH Seite 22:

Tabelle 8.1: Klassifizierung und charakteristische Bodenkennwerte

Schicht nach Baugrundmodell		**Schicht 1 Auffüllungen**	**Schicht 2 Geschiebeböden**	
ortsübliche Bezeichnung		**Auffüllungen**	**Geschiebelehm/-mergel**	
Bodengruppe nach DIN 18196: 2011-05		[SU*], [OH], A	ST*, TL, SU*	ST*, TL
Bodenklasse nach DIN 18300: 2012-09		3 - 4	4 / 6	6
Frostempfindlichkeitsklasse nach ZTVE-StB		F 2 - F 3	F 3	F 3
Lagerungsdichte / Konsistenz		mitteldicht	steif - halbfest	fest
Reibungswinkel φ'_k	[°]	27,5 – 30,0	27,5	30
Kohäsion c'_k	[kN/m²]	0	5 - 10	10
Wichte (erdfeucht) γ_k	[kN/m³]	18,0 – 19,0	21,0 – 21,5	22,0
Wichte (unter Auftrieb) γ'_k	[kN/m³]	9,0 – 11,0	11,0 – 11,5	12,0
Steifemodul $E_{s,k}$	[MN/m²]	k. A.	20	30
Eignung zum Rammen		mittelschwer	schwer	sehr schwer (Vorbohrung)
Eignung zum Vibrieren		bedingt - nicht	nicht	nicht
Eignung zum Einpressen		bedingt	bedingt	bedingt

Erddruckbelastungen werden auf Basis der Baugrundkennwerte als erhöhter aktiver Erddruck

E = 0,5 x (Ea + E0)

berücksichtigt (Mittelwert aus aktivem Erddruck und Erdruhedruck

Vertikale Lastkomponenten aus Wandreibung sind bei einer Schwarzabdichtung nicht zu berücksichtigen (Wandreibungswinkel=0).

Ansatz Boden γ = 21,5 kN/m³ (Erdauffüllung verdichtet bzw. Geschiebelehm/-mergel)

Reibungswinkel φ´= 27,5°

K_{0gh} = 1 – sin φ = 0,54

K_{agh} = 0,37

► k_{gh} = 0,5 (0,37+0,54) = 0,454

Die Erddrucklast ergibt sich damit zu:

E = 0,454 x h x 21,5 kN/m³

Verdichtungserddruck

Ansatz Verdichtungsdruck 25 kN/m²

Belastung auf Erdreich

Soweit durch die Belastung des Erdreichs infolge Verkehr neben Gebäuden Bauwerksteile betroffen sind, wird die Belastung durch den entsprechenden erhöhten Erddruck berücksichtigt.

Hier Ansatz von SLW 30 (sichere Seite)

qk = 16,7 kN/m²

Kapitel: 3 Horizontalaussteifung

Kapitel Inhalt

3.1 Aussteifung des Gesamtgebäudes

Kapitel: 3.1 Aussteifung des Gesamtgebäudes

Kapitel.	Inhalt	Seite	Erstellt am	Bearbeiter
3.1.1	Allgemeines	2 - 2	18.08.2023	KM

3.1.1 Allgemeines

Auf einen rechnerischen Nachweis der Gebäudestabilität wird verzichtet, da eine ausreichende Anzahl genügend langer Wandscheiben vorhanden ist.

Die Wandelemente leiten dabei die Aussteifungslasten (infolge Wind und Schiefstellung) über die Bodenplatte in den Baugrund ab.

Die Decken sind als steife Scheiben ausgebildet, die die Horizontallasten in die Aussteifungswände weiterleitet und die obere Halterung der Wände darstellt.

Kapitel : 4 Vertikaler Lastabtrag

Kapitel Inhalt

4.1 Allgemeines

4.1 Allgemeines

4.2 Einwirkungen und Lastfälle

4.3 Lastabtrag Stützen

4.4 Lastabtrag Wände

Kapitel : 4.1 Allgemeines

Kapitel	Inhalt	Seite	Erstellt am:	Bearbeiter
4.1	Allgemeines	2	18.08.2023	KM

4.1 Allgemeines

Der vertikale Lastabtrag wird mit Hilfe des FEM Programms SOFiSTiK durchgeführt. Hierzu wird für jede Deckenebene ein eigenständiges Modell der Geometrie und Auflager aus den DWG-Vorlagen aus dem Programm „Revit“ erstellt. Die Lagerung der Deckenplatte erfolgt über als Senkfeder implementierte Wand und Stützenquerschnitte. Die Federsteifigkeiten werden von Programm automatisch ermittelt.

Sämtliche Unter- und Überzüge werden als Stäbe des jeweiligen Querschnitts im Modell berücksichtigt.

Die Eigenlasten des Modells (Decken und Unter- / Überzüge) werden automatisch ermittelt. Die Deckenlasten werden im FEM Programm aufgebracht.

Bei den Wandartige Träger wird die Last im Erdgeschoss durch einen wandhohen Träger berücksichtigt.

Es werden sämtliche Deckendurchbrüche > 40 cm für den Lastabtrag berücksichtigt. Die Berechnung der Wandlasten erfolgt unter Volllast.

Zur Ermittlung der Senkfedersteifigkeiten werden i.d.R. folgende Geschosshöhen angesetzt:

Obergeschoss:	~ 3,3 m
Erdgeschoss:	~ 3,3 m

Die eigentliche Berechnung wird innerhalb der Decken Kap. 5 und Gründung Kap. 8 vollzogen.

Kapitel : 4.2 Einwirkungen und Lastfälle

Kapitel	Inhalt	Seite	Erstellt am:	Bearbeiter
4.2.1	Zusammenstellung der Lastfälle	2	18.08.2023	KM
4.2.2	Dachgeschoss	4	18.08.2023	KM
4.2.3	Attika, Balken und Wandartige Träger	7	18.08.2023	KM
4.2.4	Wände und Stützen	9	18.08.2023	KM
4.2.5	Treppenlasten	10	18.08.2023	KM

4.2.1 Zusammenstellung der Lastfälle

Es werden folgende Lastfälle betrachtet:

Erdgeschoss

Einwirkungslastfälle:

LF 10: Eigengewicht Decke und UZ/ÜZ…….. (G)

LF 11: Ausbaulasten……..... (G)

LF 12: Fassade und Ausbaulasten an Attika/Unterzug/Wand (G)

LF 13: Dachgeschoss: Stahlträger mit Auflast (G)

LF 21 bis 30: Nutzlast und Techniklasten / Unterdecke (Q)

Ergebnislastfälle: Auflagerkräfte

Summe aus der Ebene:

LF 100: ΣG (LF 10-13) Weiterleitung der Auflagerlasten Export LF 101

LF 200: ΣQ (LF 21-30) Weiterleitung der Auflagerlasten Export LF 201

Untergeschoss:

Einwirkungslastfälle:

LF 10: Eigengewicht Decke, UZ/ÜZ und Treppe (G)

LF 11: Ausbaulasten……..... (G)

LF 12: Außenwände EG / Brüstung im EG / Sturz EG (G)

LF 13: Innenwände EG / Sturz EG . (G)

LF 21 bis 30: Nutzlast und Techniklasten / Unterdecke / Treppe (Q)

Ergebnislastfälle: Auflagerkräfte

Summe aus der Ebene:

LF 100: ΣG (LF 10-13)

LF 200: ΣQ (LF 21-30)

Summe aus Obergeschoß plus der betrachteten Ebene

LF 1001: LF 100 + 101 Weiterleitung der Auflagerlasten Export LF 101

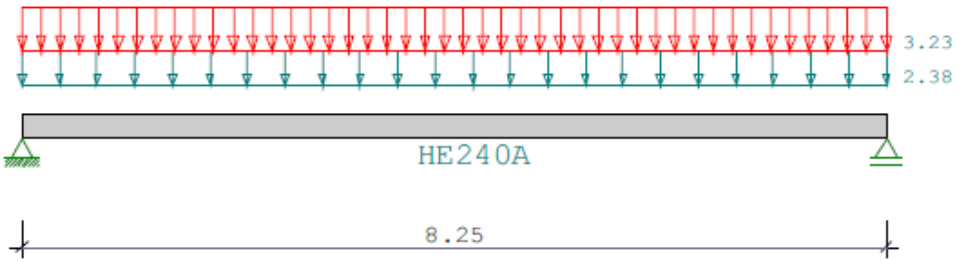
LF 2001: LF 200 + 201 Weiterleitung der Auflagerlasten Export LF 201

4.2.2 Dachgeschoss

Auf die Stahlträger werden die Lasten aus der Photovoltaikanlage und Schnee belastet. Auf der sicheren Seite wird die volle Belegung angesetzt:

Position: Dach_T01

Durchlaufträger DLT10 02/2022/A (FRILO R-2023-1-x86)
Maßstab 1 : 75



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul E =210000 N/mm2

System	Länge		Querschnittswerte				
Feld	L (m)		QNr.	I (cm4)	Wo (cm3)	Wu (cm3)	
1	8.250	konstant	1	7760.0	675.0	675.0	HE240A

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L	2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L

Feld	Typ	EG	Gr	g_l/r	q_l/r	Faktor	Abstand	Länge	ausPOS	Phi
1	1	J		0.500	0.680	4.750				

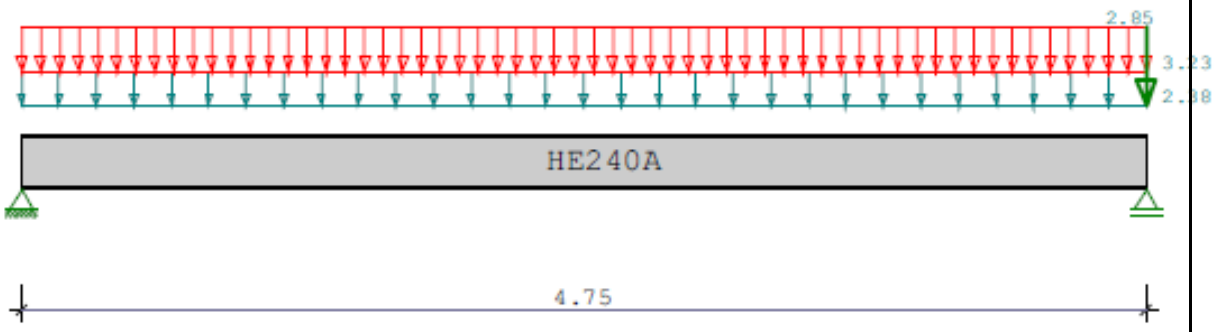
Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 78.5 kN/m3 berücksichtigt.

Auflagerkräfte						(kN)
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	12.28	13.32	0.00	25.61	25.61	12.28
2	12.28	13.32	0.00	25.61	25.61	12.28
Summe:	24.57	26.65	0.00	51.22	51.22	24.57

Position: Dach_T02

Durchlaufträger DLT10 02/2022/A (FRILO R-2023-1-x86)

Maßstab 1 : 33



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul E =210000 N/mm2

System	Länge		Querschnittswerte				
Feld	L (m)		QNr.	I (cm4)	Wo (cm3)	Wu (cm3)	
1	4.750	konstant	1	7760.0	675.0	675.0	HE240A

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L; 2=Einzellast bei a; 3=Einzelmoment bei a; 4=Trapezlast von a - a+b; 5=Dreieckslast über L; 6=Trapezlast über L

Feld	Typ	EG	Gr	g_l/r	q_l/r	Faktor	Abstand	Länge	ausPOS	Phi
1	1	J		0.500	0.680	4.750				
	2	H		0.600	0.000	4.750	4.750		T03	

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 78.5 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
H	2	Dach (z.B. Mannlast)	0.00	0.00	0.00	1.50
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	7.07	7.67	0.00	14.74	14.74	7.07
2	9.92	7.67	0.00	17.59	17.59	9.92
Summe:	16.99	15.34	0.00	32.34	32.34	16.99

Auf Brüstung Achse a angesetzt:

Mit Stütze HEA200 G = 0,43 kN/m * 1,92 m = 0,83 kN

$G_{k,1}$ = (9,92 + 0,83) kN = 10,8 kN LF 13

$Q_{k,1}$ = = 7,7 kN LF 30

Auf Wand Achse c angesetzt:

$G_{k,2}$ = = 12,3 kN LF 13

$Q_{k,2}$ = = 13,3 kN LF 30

Auf Decke/Wand Achse b angesetzt:

Mit Stütze HEA200 G = 0,43 kN/m * 2,77 m = 1,19 kN

$G_{k,3}$ = (12,3 + 7,07 + 1,19) kN = 20,5 kN LF 13

$Q_{k,3}$ = (7,67 kN + 13,3) = 21,0 kN LF 30

Aufzugsdecke: h = 20 cm

Eigengewicht: **$g_{k,1}$ = 0,20 *25 = = 5,0 kN/m²·**

Ausbau: **$g_{k,2}$ = = = 2,5 kN/m²**

Nutzlast: $q_{k,1}$ **= = = 5,0 kN/m²**

Wird als Streckenlast auf die Wände Achse b bzw. b‘ gesetzt:

$g_{k,1+2}$ = 7,5 * 2,30/ 2 = = 8,6 kN/m² LF 13

Nutzlast: $q_{k,1}$ **= 5,0 * 2,30/2 = = 5,8 kN/m²** LF 30

4.2.3 Attika, Balken und Wandartige Träger

Dach- bzw. Decke über Erdgeschoss:

- Fassade und Ausbaulasten siehe Pos. 2.2.4 außen: g_k = 3,50 kN/m²
- Die Eigenlasten der Über- und Unterzüge werden programmintern ermittelt.

Attika Ausbaulasten:

Eigengewicht: **$g_{k,1}$ = 0,85 * 3,5 = ~ 3,0 kN/m** LF 12

Attika mit Unterzug (Sturz):

Eigengewicht: **$g_{k,2}$ = (1,0 + 0,85) * 3,5 = ~ 7,0 kN/m** LF 12

Unterzug (Sturz):

Eigengewicht: **$g_{k,3}$ = 1,00 * 3,5 = ~ 4,0 kN/m** LF 12

Wand Achse c Ausbaulasten:

Eigengewicht: **$g_{k,4}$ = 3,0 * 3,5 = ~ 11,0 kN/m** LF 12

Wand Achse c mit Unterzug (Sturz):

Eigengewicht: **$g_{k,5}$ = (3,0 + 1,0) * 3,5 = = 14,0 kN/m** LF 12

- Türsturz Ausbaulasten siehe Pos. 2.2.4 innen: g_k = 0,60 kN/m²

Unterzug (Sturz):

- Eigengewicht: **$g_{k,6}$ = 0,80 * 0,6 = ~ 1,0 kN/m** LF 12

Für Decke über Untergeschoss:

Ausbaulasten aus Brüstung, Fensterlast, Unterzüge, Türstürze mit MW-Auflast und Wandartige Träger (WT) außen/innen:

- Aufbau innen und außen + Wädä + Fassade: 3,70 kN/m²
  Fenster ~ 0,50 kN/m²

- Die Eigenlasten der Über-und Unterzüge werden programmintern ermittelt.

Schnitt A-A/1-2, Brüstung mit Fenster:	**$g_{k,1}$ = 3,7*1,26 + 0,5*1,20**	**=5,3 kN/m**	LF 12
Schnitt B-B/1-2, Fenster:	**$g_{k,2}$ = 0,5*3,22**	**=1,6 kN/m**	LF 12
Schnitt A-A/11, Fassade:	**$g_{k,3}$ = 3,7*3,26**	**=12,1 kN/m**	LF 12
Schnitt C-C/a, Aufkantung mit Fenster:	**$g_{k,4}$ = 3,7*0,36 + 0,5*2,10**	**=2,4 kN/m**	LF 12

Innen:

- Aufbau innen 0,60 kN/m²

- Die Eigenlasten der Über-und Unterzüge werden programmintern ermittelt.

Brüstung bei Treppe:	**$g_{k,1}$ = 1,0*6,85**	**= 6,9 kN/m**	LF 13
Wand:	**$g_{k,2}$ = 3,06*6,85**	**= 21,0 kN/m**	LF 13
Türsturz:	**$g_{k,3}$ = 0,80*0,60**	**= 0,5 kN/m**	LF 13
Brüstung und Türsturz:	**$g_{k,4}$ = 2,00*0,60**	**= 1,2 kN/m**	LF 13
WT- im EG:	**$g_{k,5}$ =3,10*0,60**	**= 1,9 kN/m**	LF 13

Für Bodenplatte:

Ausbau außen und innen:

Schnitt A-A:	**$g_{k,1}$ = 3,70*3,08**	**= 11,4 kN/m**	LF 12
Schnitt A-A:	**$g_{k,2}$ = 0,60*3,08**	**= 1,85 kN/m**	LF 13

4.2.4 Wände und Stützen

Wände siehe auch Kap. 2.2.4

Dachgeschoss:

Stb.-Aufzugswände:	**$g_{k,1}$ ~**	**7,05 * 3,20 m**	**~ 23,0 kN/m**	LF 12

Erdgeschoss und Untergeschoss:

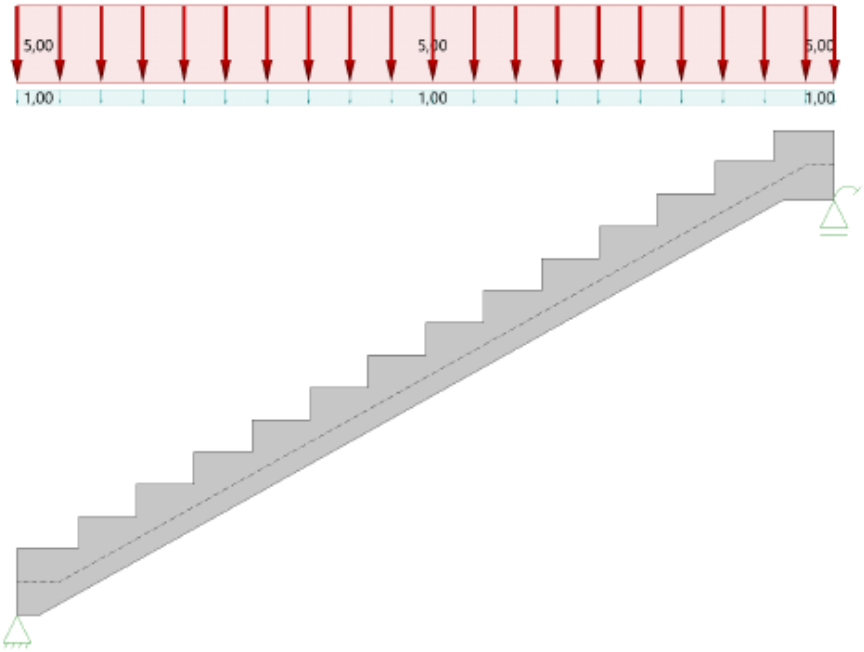
Stb.-Außenwände:	**$g_{k,5}$ =**	**9,75 * 3,06 m**	**~ 30,0 kN/m**	LF 12
Stb.- Innenwände:	**$g_{k,6}$ =**	**6,85 * 3,06 m**	**= 21,0 kN/m**	LF 13
Stützen				
Innen 25/25:	$G_{k,1}$ **=**	**$0{,}25^2$ * 25 * 3,06**	**~ 5,0 kN**	LF 13

4.2.5 Treppenlasten

Im Bereich der Treppe ergeben sich die Streckenlasten für G (Eigengewicht + Ausbaulast) sowie für Q (Nutzlast) der Treppenläufe wie:

Lastannahmen siehe Pos. 2.2.5 und Berechnung siehe Kap.9:

Belastungsgrafik



Treppenlauf TL01: h = 20 cm

Für Bodenplatte Kap. 8 angesetzt:

Aus g und Aufbau: **$g_{k,1}$ = = 16,5 kN/m** LF 11

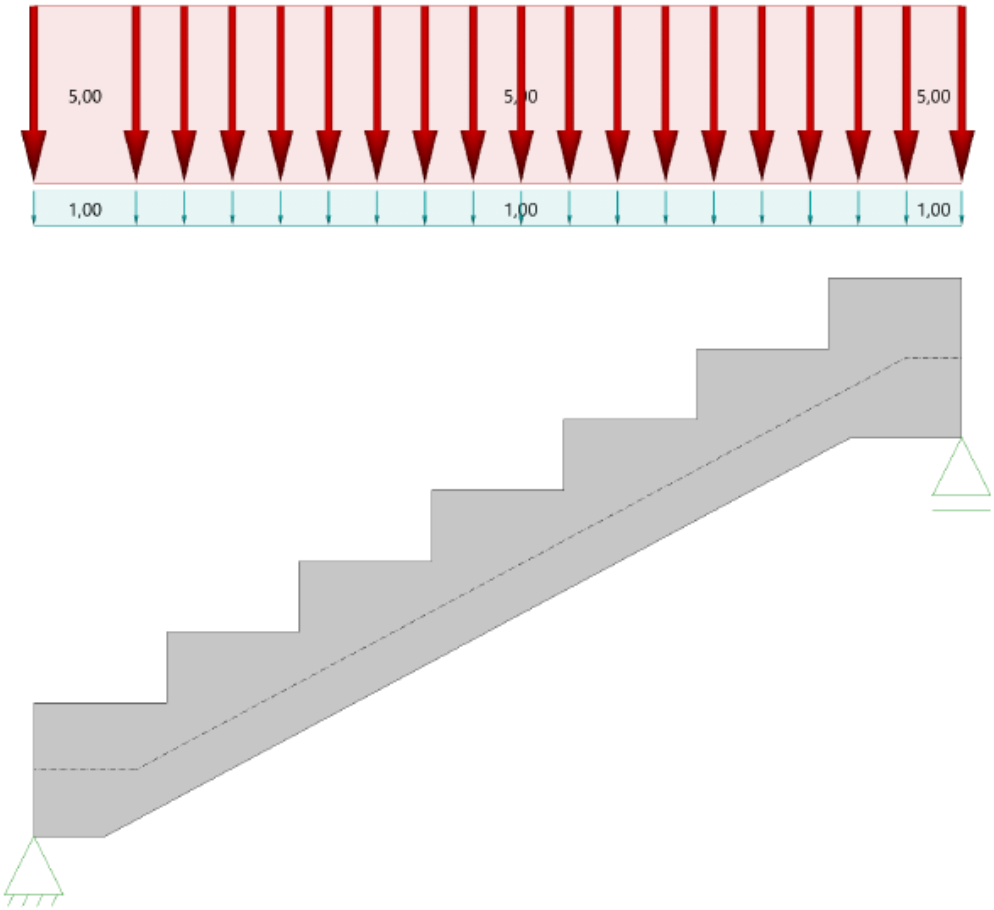
Nutzlasten: **$q_{k,1}$ = = 9,30 kN/m** LF 30

Für Decke über EG Kap.5.2 angesetzt:

Aus g und Aufbau: **$g_{k,2}$ = = 21,2 kN/m** LF 11

Nutzlasten: **$q_{k,2}$ = = 11,9 kN/m** LF 30

Belastungsgrafik



Treppenlauf TL02: h = 20 cm

Für Decke über EG Kap.5.2 angesetzt:

Aus g und Aufbau:	**$g_{k,3}$ =**	**= 9,3 kN/m**	LF 11
Nutzlasten:	**$q_{k,3}$ =**	**= 5,3 kN/m**	LF 30

Position : 4.3 Lastabtrag Stützen

Position	Inhalt	Seite	Erstellt am:	Bearbeiter
4.3.1	Vertikaler Lastabtrag der Stützen	2 ff.	18.08.2023	KM

4.3.1 Vertikaler Lastabtrag der Stützen

Es folgen die Ergebnisse (graphische Darstellung) der Sofistik-Berechnung für die Lastfälle:

LF 100 G Ebenensumme (Eigengewicht + Ausbaulast gesamt)

LF 200 Q Ebenensumme (Nutzlasten + Verkehrlasten gesamt)

und

LF 1001 G Gesamtsumme (Eigengewicht + Ausbaulast gesamt)

LF 2001 Q Gesamtsumme (Nutzlasten + Verkehrlasten gesamt)

Ausgabe der Ergebnisse siehe Decken Kap. 5.1 und 5.2

Position : 4.4 Lastabtrag Wände

Position	Inhalt	Seite	Erstellt am:	Bearbeiter
4.4.1	Vertikaler Lastabtrag der Wände	2 ff.	18.08.2023	KM

4.4.1 Vertikaler Lastabtrag der Wände

Es folgen die Ergebnisse (graphische Darstellung) der Sofistik-Berechnung für die Lastfälle:

LF 100 G Ebenensumme (Eigengewicht + Ausbaulast gesamt)

LF 200 Q Ebenensumme (Nutzlasten + Verkehrlasten gesamt)

und

LF 1001 G Gesamtsumme (Eigengewicht + Ausbaulast gesamt)

LF 2001 Q Gesamtsumme (Nutzlasten + Verkehrlasten gesamt)

Ausgabe der Ergebnisse siehe Decken Kap. 5.1 und 5.2

Kapitel: 5 Decken

Inhaltsverzeichnis

5.1 Dachdecke über Erdgeschoss 2

5.1.1 Allgemeines und Positionierung 2

5.1.2 Geometrie, System und Einwirkungen 4

5.1.3 Schnittgrößen und Bemessung der Decke 52

5.1.3.1 Allgemeines, Verformung, Auflagerkräfte und Schnittlasten 52

5.1.3.2 Sicherstellung der Dauerhaftigkeit 86

5.1.3.3 Bemessung GZT und GZG 88

5.1.4 Hinweise zur Ausführungsplanung 125

5.1 Dachdecke über Erdgeschoss

5.1.1 Allgemeines und Positionierung

Eine allgemeine Erläuterung zum Tragwerk und weitergehende, hier nicht aufgeführte Angaben, zu z.B. Baustoffeigenschaften, Betonnachbehandlung, Bauablauf und weitere konstruktive Maßnahmen, sind der Pos. 1: Baubeschreibung Tragwerk zu entnehmen.

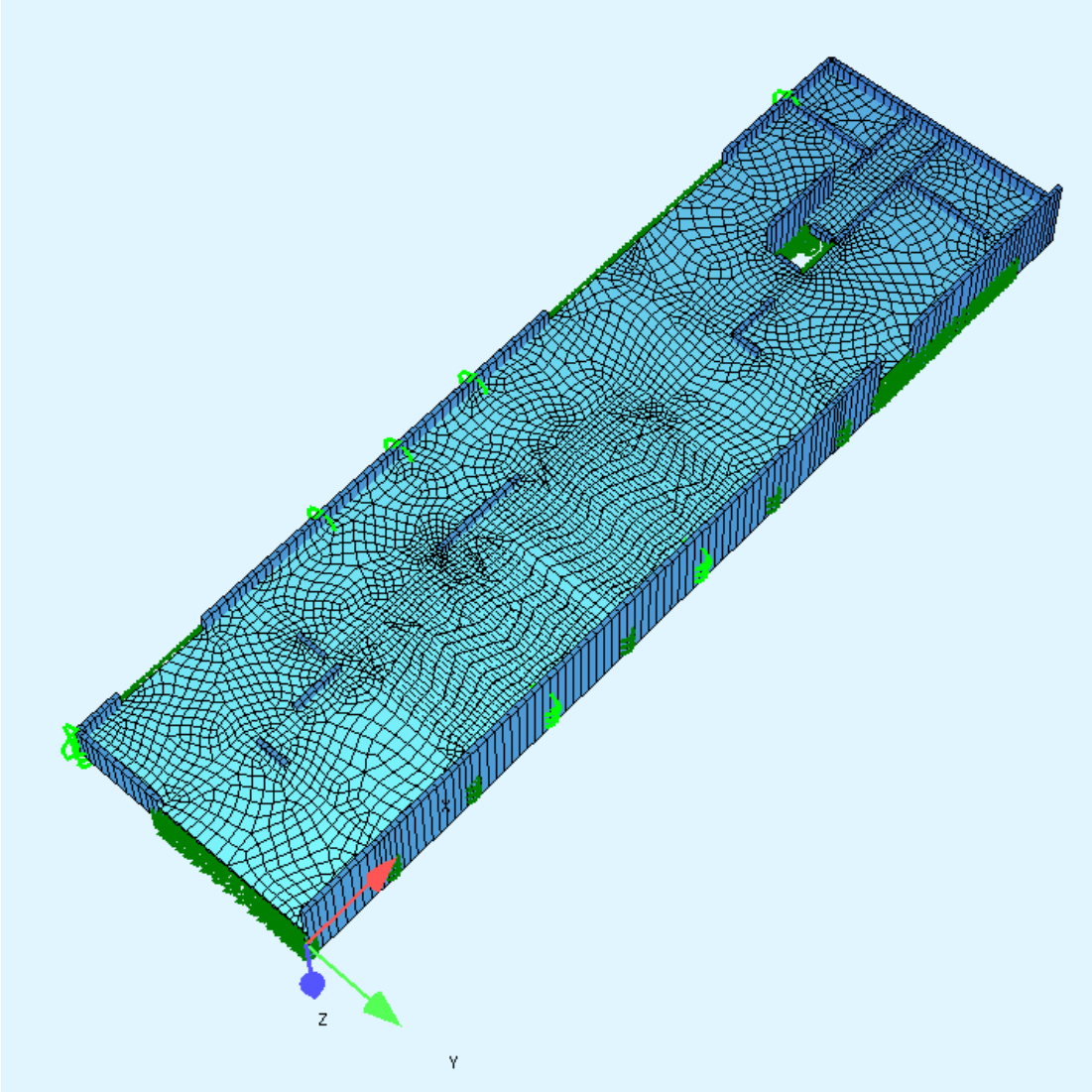
Allgemeine Angaben zum Brandschutz werden in der Pos. 10 erbracht.

Die Decke wird als schlaff bewehrte Stahlbetonflachdecke ausgebildet. Sie ist als fugenlose Decke mit einer Dicke von 20 cm bzw. 25 cm geplant.

Die Unter-/Überzüge werden als Balken im Modell erfasst.

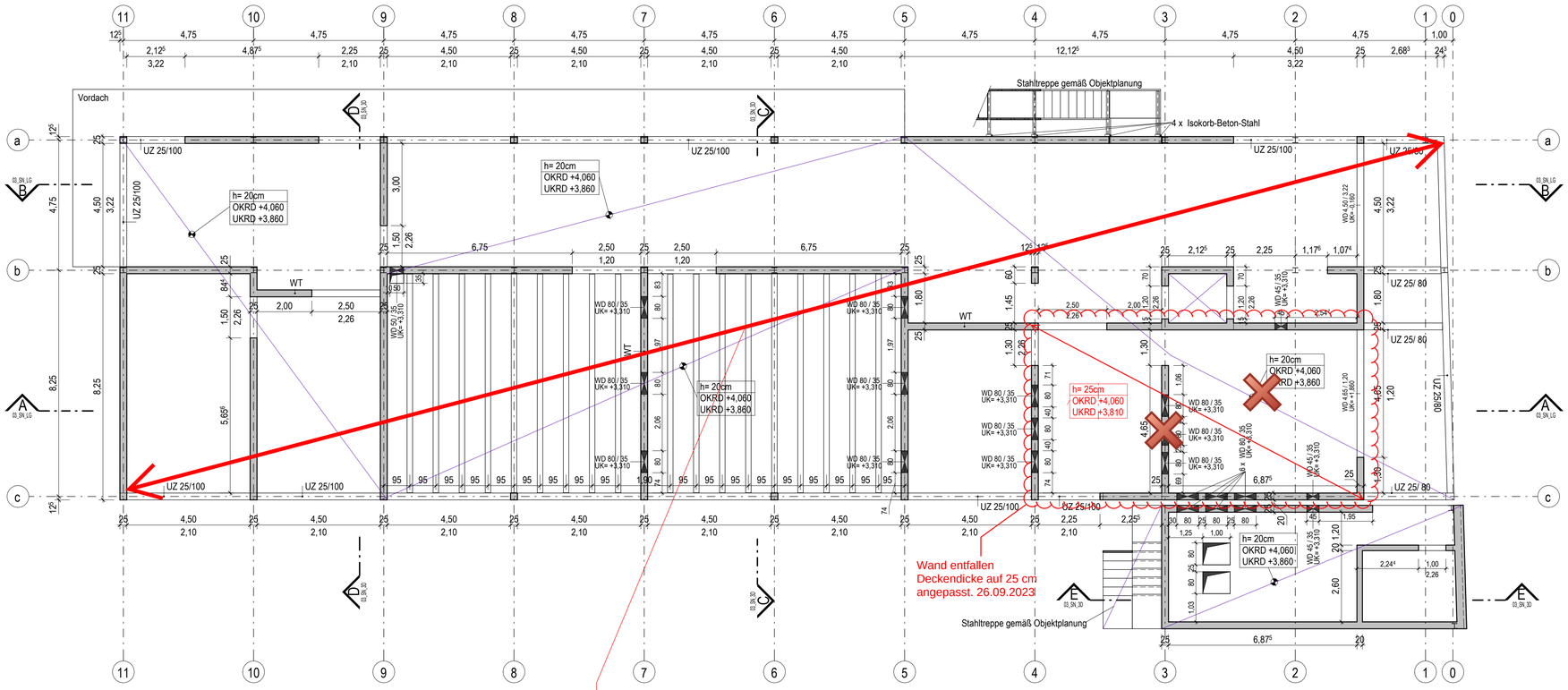
Die Deckenberechnung erfolgt mit dem FE-Programm „SOFiSTiK“ 2022.

Zur Aufnahme der Zwangsbeanspruchung aus Hydratation und infolge der Behinderung der Verformung aus Kriechen und Schwinden wird als Grundbewehrung eine rissbreitenbeschränkende Bewehrung eingelegt.



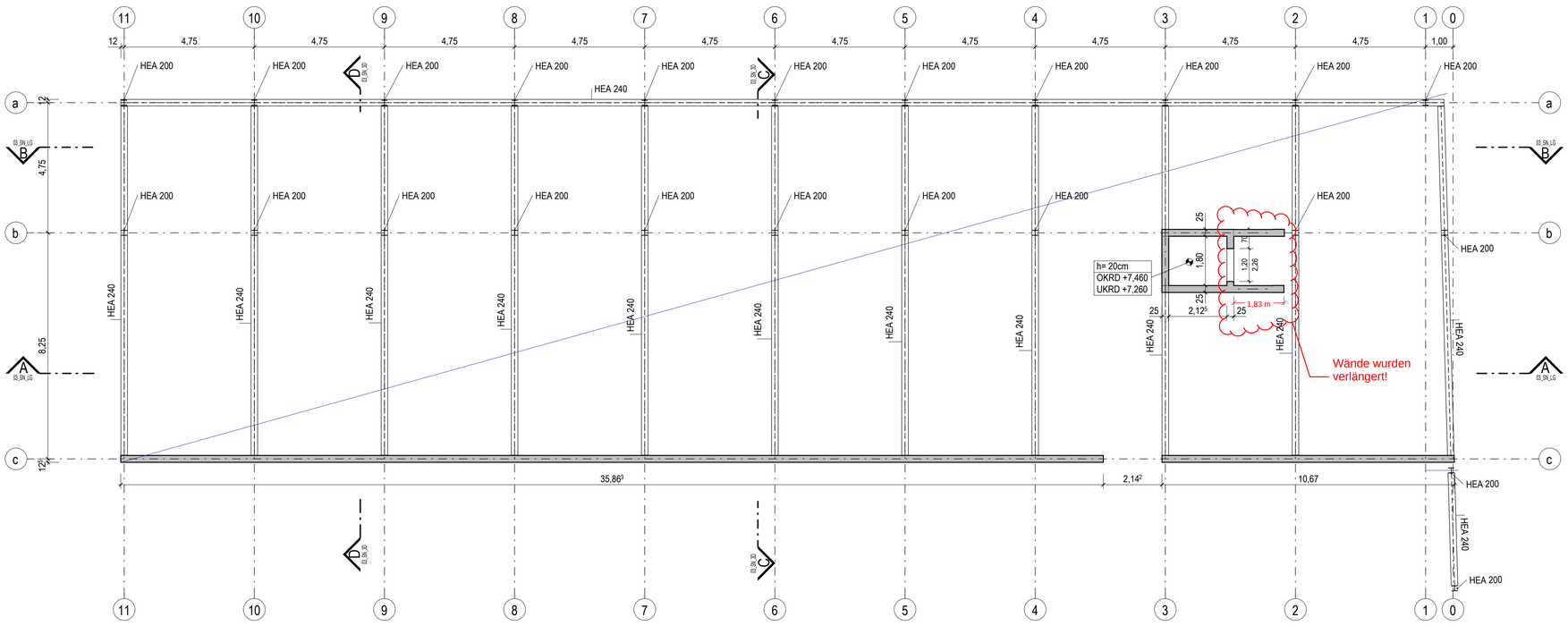
Decke über EG / Entwurfsplanung

M 1 : 100



Dach / Entwurfsplanung

M 1 : 100



Hinweise:

Höchster Grundwasserstand zeHGW= +42,40 NHN (siehe auch Bodengutachten BBiG v. 21.09.2022)
± 0.000 = +48.50m NHN

Bezeichnungen:

UZ	Unterzug	VS	Verbundstütze	OK	Oberkante / UK Unterkante
ÜZ	Überzug	FT	Fertigteil	n.t.	nicht tragend
WT	wandartiger Träger	HFT	Halbfertigteil		
VT	Verbundträger	STB	Stahlbeton - Ortbeton		
DD	Deckendurchbruch	BSH	Brettschichtholz		
DS	Deckenschlitz	BSP	Brettsperrholz		
WD	Wanddurchbruch	HTW	Holztafelwände		
WS	Wandschlitz	NH	Nadelvollholz		

- Die Pläne gelten nur in Verbindung mit dem Entwurfsbericht von Leonhardt, Andrä und Partner VBI AG.
- Der Auftragnehmer ist dazu verpflichtet, alle ihm übergebenen Unterlagen auf ihre Übereinstimmung und Richtigkeit zu prüfen (vgl. DIN 1961, § 3).
- Unstimmigkeiten sind dem Auftraggeber rechtzeitig vor Beginn der Genehmigungsplanung mitzuteilen.
- Höhenangaben sind auf OKRD bezogen. Nichttragende Bauteile (Mauerwerk, Fassaden-Fertigteile etc.) sind den Entwurfsplänen des Objektplaners zu entnehmen.
- Alle statisch relevanten Durchbrüche sind, soweit bekannt, entsprechend den Angaben der Objektplanung und Haustechnik im Plan dargestellt.
- Folgende Durchbrüche sind statisch relevant und vollständig zum Abschluss der Entwurfsplanung anzugeben:
  1. Durchbrüche mit einer Kantenlänge von 40 cm und größer
  2. Alle Deckendurchbrüche an Stützen, Wandenden und Wandecken im Abstand kleiner 5x Deckendicke
  3. Durchbrüche in Unter- und Überzügen mit Durchmesser größer als 1/4 der Steghöhe (UZ-Teil unter/über der Decke)
  4. Mehrere kleinere Durchbrüche oder Einlegeteile sind wie eine große Durchführung zu betrachten, wenn der lichte Abstand kleiner als 25cm ODER kleiner als die Abmessung ist.

Stand Entwurfsplanung Architekt: 14.07.2023

Betongüte, wenn nicht anders angegeben:
- Bodenplatten und Außenwände UG C 25/30
- Innen- und Außenwände ab EG i. Allg. C 25/30
- Decken und Unterzüge i. Allg. C 25/30
- Stützen(Innenstützen und Fassadenstützen) i. Allg. C 25/30
- Sauberkeitsschicht C 12/15

Bewehrungsstahl: B 500 B (f_{yk}=500 N/mm²), gemäß DIN 488
Konstruktionsstahl: S 235 JR, gemäß DIN EN 10025-2

- Schnittkante
- Sichtkante
- verdeckte Kante
- Stahlbeton C.../...(Regelfestigkeit) Abweichungen angegeben
- Deckendurchbruch
- Deckenschlitz
- Wanddurchbruch
- Wandschlitz
- VS Verbundstützen
- HTW Holztafelwand
- NH Nadelvollholz
- BSH Brettschichtholz
- Überzug b/h (einschl. Decke) z.B. ÜZ 20/50
- Unterzug b/h (einschl. Decke) z.B. UZ 30/40
- Höhenkote Schnitt
- Höhenkote Grundriss
- Stahlbeton Fertigteil

Wandartige Träger (WT) sind im Bauzustand bis zur Tragfähigkeit der obersten angeschlossenen Decke zu unterstützen!

H23 11481 Seite 3
06.10.2023 Pos. 5.1

Index	Änderung	gez.	Datum

Entwurfsplanung

Projekt: Jugendfreizeiteinrichtung MAXIM
Charlottenburger Straße 117 in 13086
Berlin

Freigabe Architekt: | Freigabe Prüfingenieur:

Planinhalt:
Tragwerksübersicht
Decke über EG
Decke über OG

Datum:	14.07.2023
Gezeichnet:	Wa
Geprüft:	KM
Maßstab:	1: 100
Auftragsnummer:	H23-11481
Plan-Nr.:	03_1EG_DA
Index	

Bauherr: Bezirksamt Pankow von Berlin
Abt. Jugend und Familie /Jugendamt
Berliner Allee 252-260
13088 Berlin

Architekt: jan große architekten
danziger straße 168
10407 berlin
tel. 030-4280 2670
buero@grosse-architekten.de

Fachplaner: Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG
Rosenthaler Str. 40/41, 10178 Berlin
Fon +49(0)30 283983-0
berlin@lap-consult.com

14.07.2023 07:02:01

594x841

5.1.2 Geometrie, System und Einwirkungen

System und Material:

Die Systemlinien werden gemäß Tragwerksplan aus der Bauteilgeometrie abgeleitet. Es sind keine Höhensprünge an den Unterseiten der Deckenplatte vorhanden.

Statisch relevante Deckendurchbrüche (i.d.R. mit Mindestabmessungen von ≥ 40 cm) werden im FE-Modell bereits berücksichtigt.

Die Decke wird als Stahlbetonplatte hergestellt. Die Auflagerung der Decke erfolgt punkt- bzw. linienförmig auf Wänden, Stützen und Balken.

Geometrie und System:

siehe nächste Seiten

Material:	Beton C25/30	Decke mit Unterzug
	Beton C25/30	Balken / Wand
	Betonstahl B500B	(hochduktil)
	nach DIN EN 1992-1-1	

Deckendicke: h = 20 cm und 25 cm

Die Bemessung der Unter- und –Überzüge erfolgt im Rahmen der Sofistik-Bemessung mit dem Programm-Modul AQB.

Pos. 01 Plattenbalken
B/H/b/h =50/40/20/20 cm

Pos. 02 OZ/UZ
b/h = 25/165 cm

Pos. 03 OZ/UZ
b/h = 25/185 cm

Pos. 04 UZ
b/h = 25/80 cm

Pos. 05 OZ/UZ (Wandartiger Träger)
b/h = 25/400 cm

Pos. 06 UZ
b/h = 25/100 cm

Die Auflagerungen auf Wänden und Stützen werden im FEM-Modell als Federlager (Linienlager bzw. Punktlager) modelliert, um unrealistische Spannungsspitzen an Wandenden und Wandecken zu vermeiden.

Die Federsteifigkeiten werden vereinfacht als Dehnsteifigkeit der jeweiligen Wände bzw. Betonstützen unter Ansatz einer mittleren Geschoßhöhe, der jeweiligen Abmessungen sowie der E-Module.

Federkennwerte

Für die Wandsteifigkeit wird eine mittlere Höhe von 3,30 m angesetzt.

Aufgrund des Sicherheitskonzeptes wird für die Stützen eine geringe Höhe von 1,0 m angesetzt.

Die Federwerte werden programmintern ermittelt.

Die Gruppennummern werden entsprechend der Hauptspannrichtung und Deckendicke unterteilt. Hier nur eine Gruppennummer:

Gruppennummer: 1

Dachdecke über EG
Querschnitte

Standardnorm ist EuroNorm: DIN EN 1992-1-1:2004 (NA:2013) Stahlbeton- und Spannbetontragwerke (Germany) V 2022
Windzone : 2 cat. B (Binnenland)
Schneelastzone : 1

Materialien

Mat	Materialbezeichnung
1	C 25/30 (EN 1992)
2	B 500 B (EN 1992)

Querschnittswerte Übersicht

QNr	Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]
	MBw	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]
			Ayz[m2]	Iyz[m4]					α[°]
1	1	1.4000E-01		1.610E-03	0.0	0.0	31476	350.0	2.217E-03
	2¹	0.000E+00		2.217E-03	0.0	-33.4	13115	(CENTR)	1.610E-03
	=	B/H/Bw/Hf 500/400/200/200 mm							
	=	B/H/Bw/Hf 500/400/200/200 mm							
2	1	4.1250E-01		9.359E-02	0.0	0.0	31476	1031.3	
	2¹	0.000E+00		2.148E-03	0.0	0.0	13115	(CENTR)	
	=	B/H = 250 / 1650 mm							
	=	B/H = 250 / 1650 mm							
3	1	4.6250E-01		1.319E-01	0.0	0.0	31476	1156.3	
	2¹	0.000E+00		2.409E-03	0.0	0.0	13115	(CENTR)	
	=	B/H = 250 / 1850 mm							
	=	B/H = 250 / 1850 mm							
4	1	2.0000E-01		1.067E-02	0.0	0.0	31476	500.0	
	2¹	0.000E+00		1.042E-03	0.0	0.0	13115	(CENTR)	
	=	B/H = 250 / 800 mm							
	=	B/H = 250 / 800 mm							
5	1	1.0000E+00		1.333E+00	0.0	0.0	31476	2500.0	
	2¹	0.000E+00		5.208E-03	0.0	0.0	13115	(CENTR)	
	=	B/H = 250 / 4000 mm							
	=	B/H = 250 / 4000 mm							
6	1	2.5000E-01	2.083E-01	2.083E-02	0.0	0.0	31476	625.0	
	2¹	0.000E+00	2.083E-01	1.302E-03	0.0	0.0	13115	(CENTR)	
	=	B/H = 250 / 1000 mm							
	=	B/H = 250 / 1000 mm							
7	1	1.2500E-01		2.604E-03	0.0	0.0	31476	312.5	
	2¹	0.000E+00		6.510E-04	0.0	0.0	13115	(CENTR)	
	=	B/H = 250 / 500 mm							
	=	B/H = 250 / 500 mm							

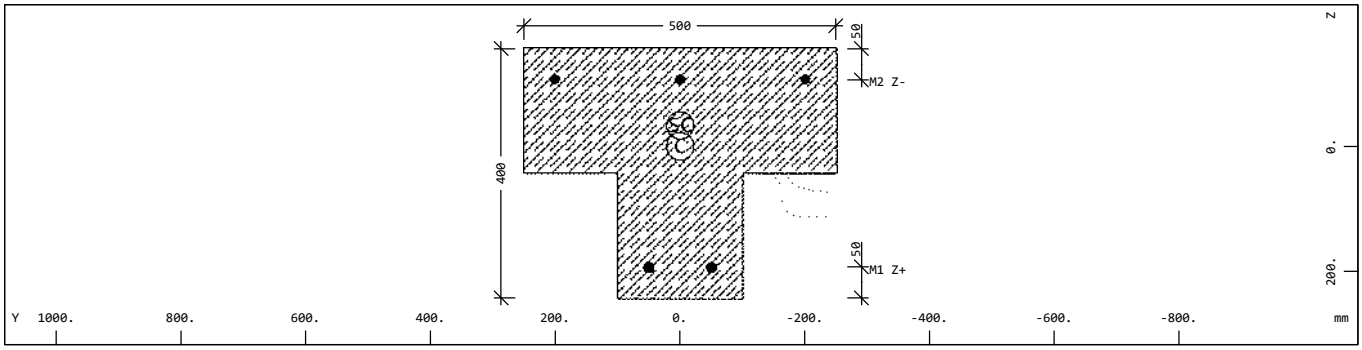
¹ Bewehrung ist in den Querschnittswerten nicht berücksichtigt

QNr	Querschnittsnummer	yc[mm],zc[mm]	Ordinate des elastischen Zentrums
Mat	Materialnummer	ysc[mm],zsc[mm]	Ordinate des Schubmittelpunkts
A[m2]	Querschnittsfläche	E[N/mm2]	Elastizitätsmodul
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	Schubverformungsfläche	g[kg/m]	längenbezogene Masse
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	Flächenträgheitsmoment		
I-1[m4],I-2[m4],α[°]	Hauptträgheitsmomente und Winkel der Hauptachsen		
MBw	Bewehrungsmaterialnummer		
It[m4]	Torsionsträgheitsmoment		
G[N/mm2]	Schubmodul		

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Querschnitte

Querschnitt Nr. 1 - B/H/Bw/Hf 500/400/200/200 mm



Querschnitt Nr. 1 - B/H/Bw/Hf 500/400/200/200 mm

Querschnittswerte

Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]
MBw	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					α[°]
1	1.4000E-01		1.610E-03	0.0	0.0	31476	350.0	2.217E-03
2¹	0.000E+00		2.217E-03	0.0	-33.4	13115	(CENTR)	1.610E-03

¹ Bewehrung ist in den Querschnittswerten nicht berücksichtigt

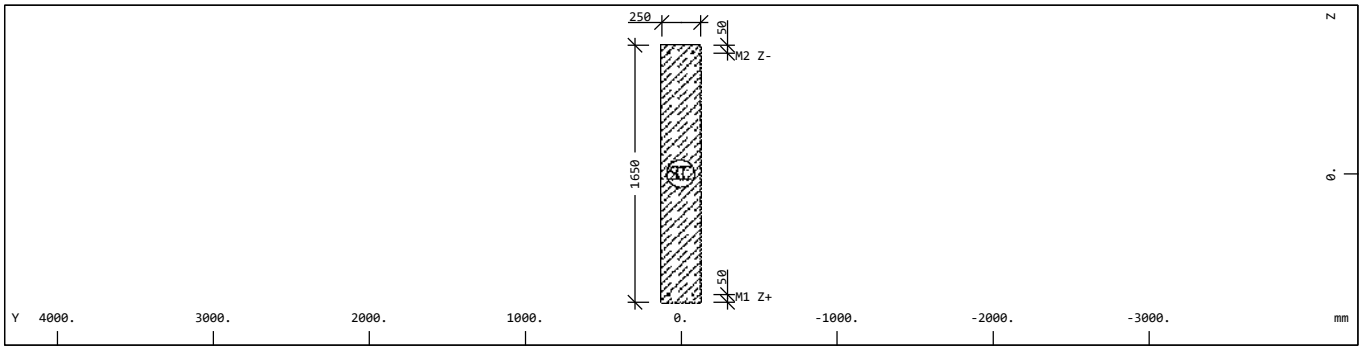
Mat	Materialnummer	yc[mm],zc[mm]	Ordinate des elastischen Zentrums
A[m2]	Querschnittsfläche	ysc[mm],zsc[mm]	Ordinate des Schubmittelpunkts
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	Schubverformungsfläche	E[N/mm2]	Elastizitätsmodul
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	Flächenträgheitsmoment	g[kg/m]	längenbezogene Masse
I-1[m4],I-2[m4],α[°]	Hauptträgheitsmomente und Winkel der Hauptachsen		
MBw	Bewehrungsmaterialnummer		
It[m4]	Torsionsträgheitsmoment		
G[N/mm2]	Schubmodul		

Rechteck/Plattenbalken

H[mm]	Ho[mm]	Aso[cm2]	Do[mm]	So[mm]	a[mm]	B-eff[mm]
B[mm]	Bo[mm]	Asu[cm2]	Du[mm]	Su[mm]	a-min[mm]	incl[°]
		As-type	Ds[mm]	Ss[mm]	a-max[mm]	Ass[cm2/m]
400.0	200.0	4.62	14	50.0	300.0	66.7
200.0	500.0	4.02	16	50.0	36.0	90.0
		ASYM	10	50.0		

H[mm]	Höhe	B[mm]	Breite
Ho[mm]	obere Höhe des Querschnitts	Bo[mm]	obere Breite des Querschnitts
Aso[cm2],Asu[cm2]	Bewehrungsfläche	a-min[mm]	minimaler Stababstand
Do[mm],Du[mm],Ds[mm]	Stabdurchmesser	incl[°]	Neigung der Bügel
So[mm],Su[mm],Ss[mm]	statischer Randabstand	a-max[mm]	maximaler Stababstand
a[mm]	Stababstand	Ass[cm2/m]	Bügelbewehrung
B-eff[mm]	effektive Breite		

Querschnitt Nr. 2 - B/H = 250 / 1650 mm



Querschnitt Nr. 2 - B/H = 250 / 1650 mm

Rechteck/Plattenbalken

H[mm]	Ho[mm]	Aso[cm2]	Do[mm]	So[mm]	a[mm]	B-eff[mm]
B[mm]	Bo[mm]	Asu[cm2]	Du[mm]	Su[mm]	a-min[mm]	incl[°]
		As-type	Ds[mm]	Ss[mm]	a-max[mm]	Ass[cm2/m2]
1650.0		3.08	14	50.0	150.0	100.0
250.0		3.08	14	50.0	34.0	90.0

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

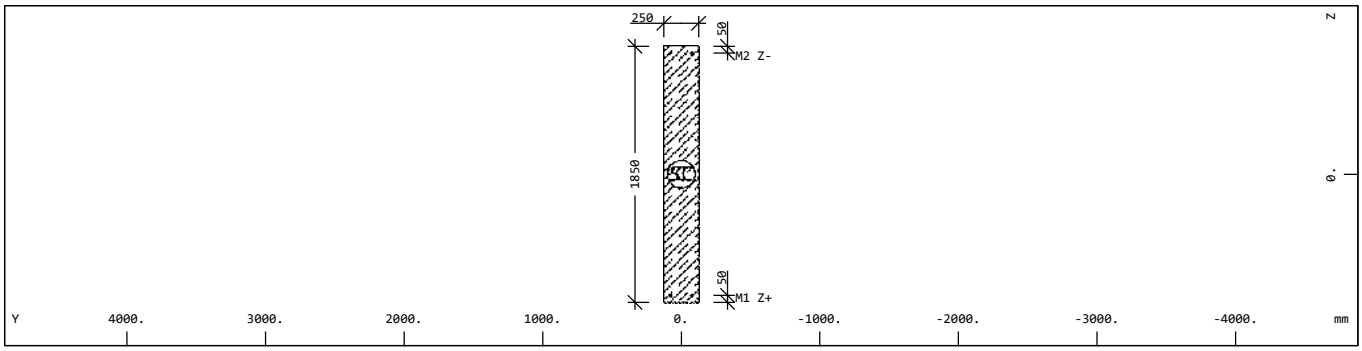
Dachdecke über EG
Querschnitte

Rechteck/Plattenbalken

H[mm]	Ho[mm]	Aso[cm2]	Do[mm]	So[mm]	a[mm]	B-eff[mm]
B[mm]	Bo[mm]	Asu[cm2]	Du[mm]	Su[mm]	a-min[mm]	incl[°]
		As-type	Ds[mm]	Ss[mm]	a-max[mm]	Ass[cm2/m2]
		ASYM	10	50.0		8.19

H[mm]	Höhe	B[mm]	Breite
Ho[mm]	obere Höhe des Querschnitts	Bo[mm]	obere Breite des Querschnitts
Aso[cm2],Asu[cm2]	Bewehrungsfläche	a-min[mm]	minimaler Stababstand
Do[mm],Du[mm],Ds[mm]	Stabdurchmesser	incl[°]	Neigung der Bügel
So[mm],Su[mm],Ss[mm]	statischer Randabstand	a-max[mm]	maximaler Stababstand
a[mm]	Stababstand	Ass[cm2/m2]	Bügelbewehrung
B-eff[mm]	effektive Breite		

Querschnitt Nr. 3 - B/H = 250 / 1850 mm



Querschnitt Nr. 3 - B/H = 250 / 1850 mm

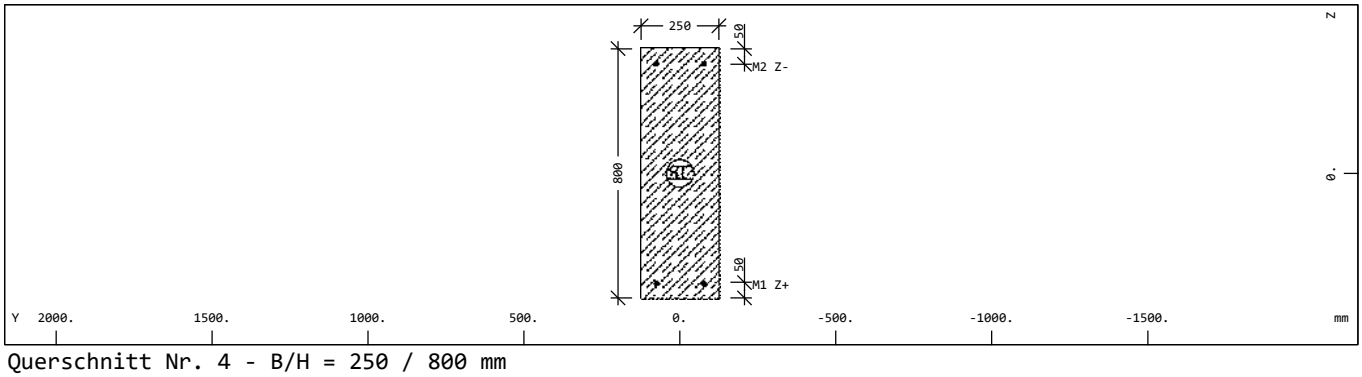
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Rechteck/Plattenbalken

H[mm]	Ho[mm]	Aso[cm2]	Do[mm]	So[mm]	a[mm]	B-eff[mm]
B[mm]	Bo[mm]	Asu[cm2]	Du[mm]	Su[mm]	a-min[mm]	incl[°]
		As-type	Ds[mm]	Ss[mm]	a-max[mm]	Ass[cm2/m2]
1850.0		3.08	14	50.0	150.0	100.0
250.0		3.08	14	50.0	34.0	90.0
		ASYM	10	50.0		8.19

H[mm]	Höhe	B[mm]	Breite
Ho[mm]	obere Höhe des Querschnitts	Bo[mm]	obere Breite des Querschnitts
Aso[cm2],Asu[cm2]	Bewehrungsfläche	a-min[mm]	minimaler Stababstand
Do[mm],Du[mm],Ds[mm]	Stabdurchmesser	incl[°]	Neigung der Bügel
So[mm],Su[mm],Ss[mm]	statischer Randabstand	a-max[mm]	maximaler Stababstand
a[mm]	Stababstand	Ass[cm2/m2]	Bügelbewehrung
B-eff[mm]	effektive Breite		

Querschnitt Nr. 4 - B/H = 250 / 800 mm



Querschnitt Nr. 4 - B/H = 250 / 800 mm

Rechteck/Plattenbalken

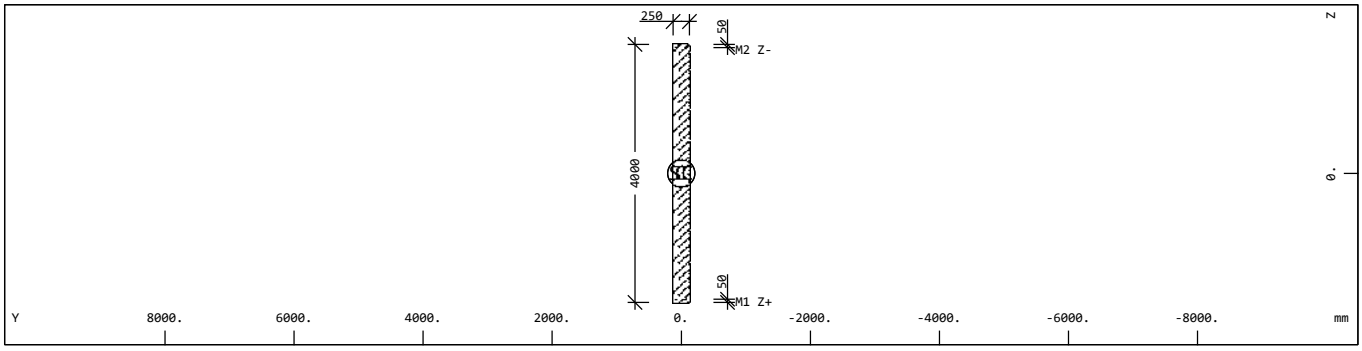
H[mm]	Ho[mm]	Aso[cm2]	Do[mm]	So[mm]	a[mm]	B-eff[mm]
B[mm]	Bo[mm]	Asu[cm2]	Du[mm]	Su[mm]	a-min[mm]	incl[°]
		As-type	Ds[mm]	Ss[mm]	a-max[mm]	Ass[cm2/m2]
800.0		3.08	14	50.0	150.0	95.2
250.0		3.08	14	50.0	34.0	90.0
		ASYM	10	50.0		8.19

H[mm]	Höhe	B[mm]	Breite
Ho[mm]	obere Höhe des Querschnitts	Bo[mm]	obere Breite des Querschnitts

Dachdecke über EG
Querschnitte

Aso[cm2],Asu[cm2]	Bewehrungsfläche	a-min[mm]	minimaler Stababstand
Do[mm],Du[mm],Ds[mm]	Stabdurchmesser	incl[°]	Neigung der Bügel
So[mm],Su[mm],Ss[mm]	statischer Randabstand	a-max[mm]	maximaler Stababstand
a[mm]	Stababstand	Ass[cm2/m2]	Bügelbewehrung
B-eff[mm]	effektive Breite		

Querschnitt Nr. 5 - B/H = 250 / 4000 mm



Querschnitt Nr. 5 - B/H = 250 / 4000 mm

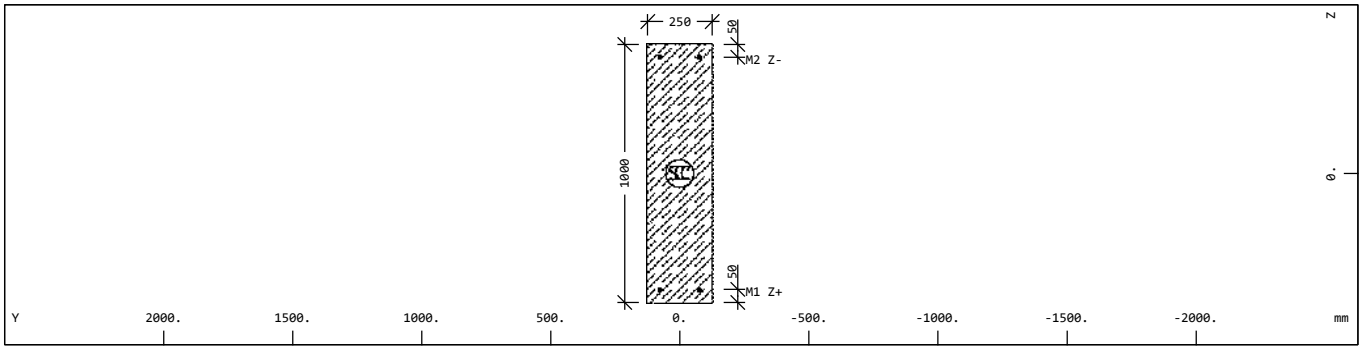
Rechteck/Plattenbalken

H[mm]	Ho[mm]	Aso[cm2]	Do[mm]	So[mm]	a[mm]	B-eff[mm]
B[mm]	Bo[mm]	Asu[cm2]	Du[mm]	Su[mm]	a-min[mm]	incl[°]
		As-type	Ds[mm]	Ss[mm]	a-max[mm]	Ass[cm2/m]
4000.0		3.08	14	50.0	150.0	100.0
250.0		3.08	14	50.0	34.0	90.0
		ASYM	12	50.0		

H[mm]	Höhe	B[mm]	Breite
Ho[mm]	obere Höhe des Querschnitts	Bo[mm]	obere Breite des Querschnitts
Aso[cm2],Asu[cm2]	Bewehrungsfläche	a-min[mm]	minimaler Stababstand
Do[mm],Du[mm],Ds[mm]	Stabdurchmesser	incl[°]	Neigung der Bügel
So[mm],Su[mm],Ss[mm]	statischer Randabstand	a-max[mm]	maximaler Stababstand
a[mm]	Stababstand	Ass[cm2/m]	Bügelbewehrung
B-eff[mm]	effektive Breite		

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Querschnitt Nr. 6 - B/H = 250 / 1000 mm



Querschnitt Nr. 6 - B/H = 250 / 1000 mm

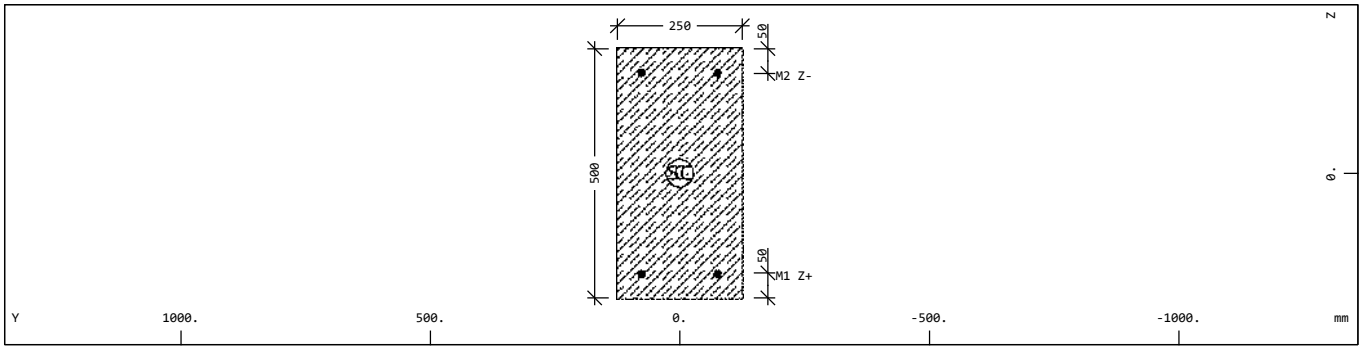
Rechteck/Plattenbalken

H[mm]	Ho[mm]	Aso[cm2]	Do[mm]	So[mm]	a[mm]	B-eff[mm]
B[mm]	Bo[mm]	Asu[cm2]	Du[mm]	Su[mm]	a-min[mm]	incl[°]
		As-type	Ds[mm]	Ss[mm]	a-max[mm]	Ass[cm2/m2]
1000.0		3.08	14	50.0	150.0	100.0
250.0		3.08	14	50.0	34.0	90.0
		ASYM	10	50.0		8.19

H[mm]	Höhe	B[mm]	Breite
Ho[mm]	obere Höhe des Querschnitts	Bo[mm]	obere Breite des Querschnitts
Aso[cm2],Asu[cm2]	Bewehrungsfläche	a-min[mm]	minimaler Stababstand
Do[mm],Du[mm],Ds[mm]	Stabdurchmesser	incl[°]	Neigung der Bügel
So[mm],Su[mm],Ss[mm]	statischer Randabstand	a-max[mm]	maximaler Stababstand
a[mm]	Stababstand	Ass[cm2/m2]	Bügelbewehrung
B-eff[mm]	effektive Breite		

Dachdecke über EG
Querschnitte

Querschnitt Nr. 7 - B/H = 250 / 500 mm



Querschnitt Nr. 7 - B/H = 250 / 500 mm

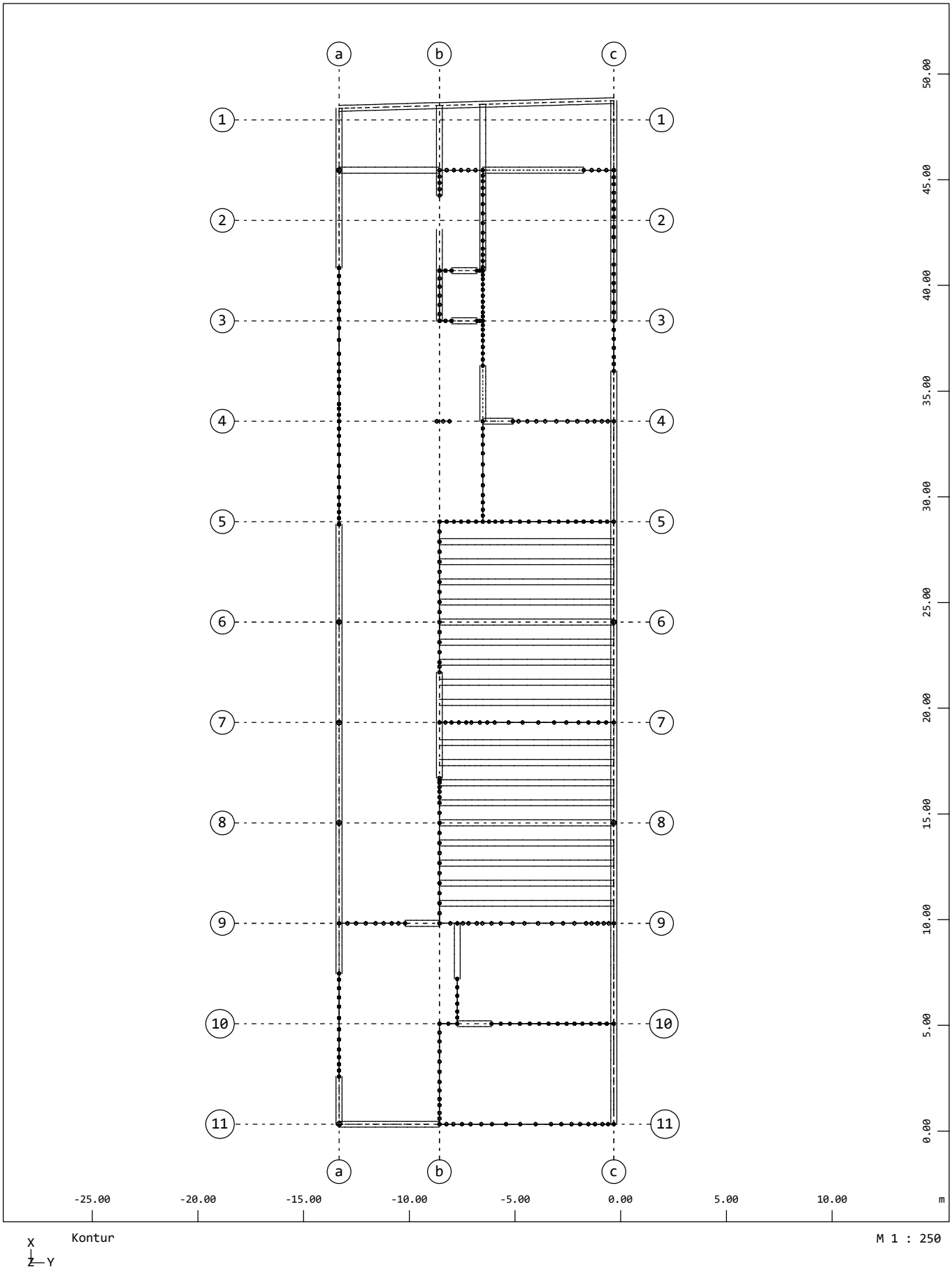
Rechteck/Plattenbalken

H[mm]	Ho[mm]	Aso[cm2]	Do[mm]	So[mm]	a[mm]	B-eff[mm]
B[mm]	Bo[mm]	Asu[cm2]	Du[mm]	Su[mm]	a-min[mm]	incl[°]
		As-type	Ds[mm]	Ss[mm]	a-max[mm]	Ass[cm2/m2]
500.0		3.08	14	50.0	150.0	83.3
250.0		3.08	14	50.0	34.0	90.0
		ASYM	10	50.0		8.19

H[mm]	Höhe	B[mm]	Breite
Ho[mm]	obere Höhe des Querschnitts	Bo[mm]	obere Breite des Querschnitts
Aso[cm2],Asu[cm2]	Bewehrungsfläche	a-min[mm]	minimaler Stababstand
Do[mm],Du[mm],Ds[mm]	Stabdurchmesser	incl[°]	Neigung der Bügel
So[mm],Su[mm],Ss[mm]	statischer Randabstand	a-max[mm]	maximaler Stababstand
a[mm]	Stababstand	Ass[cm2/m2]	Bügelbewehrung
B-eff[mm]	effektive Breite		

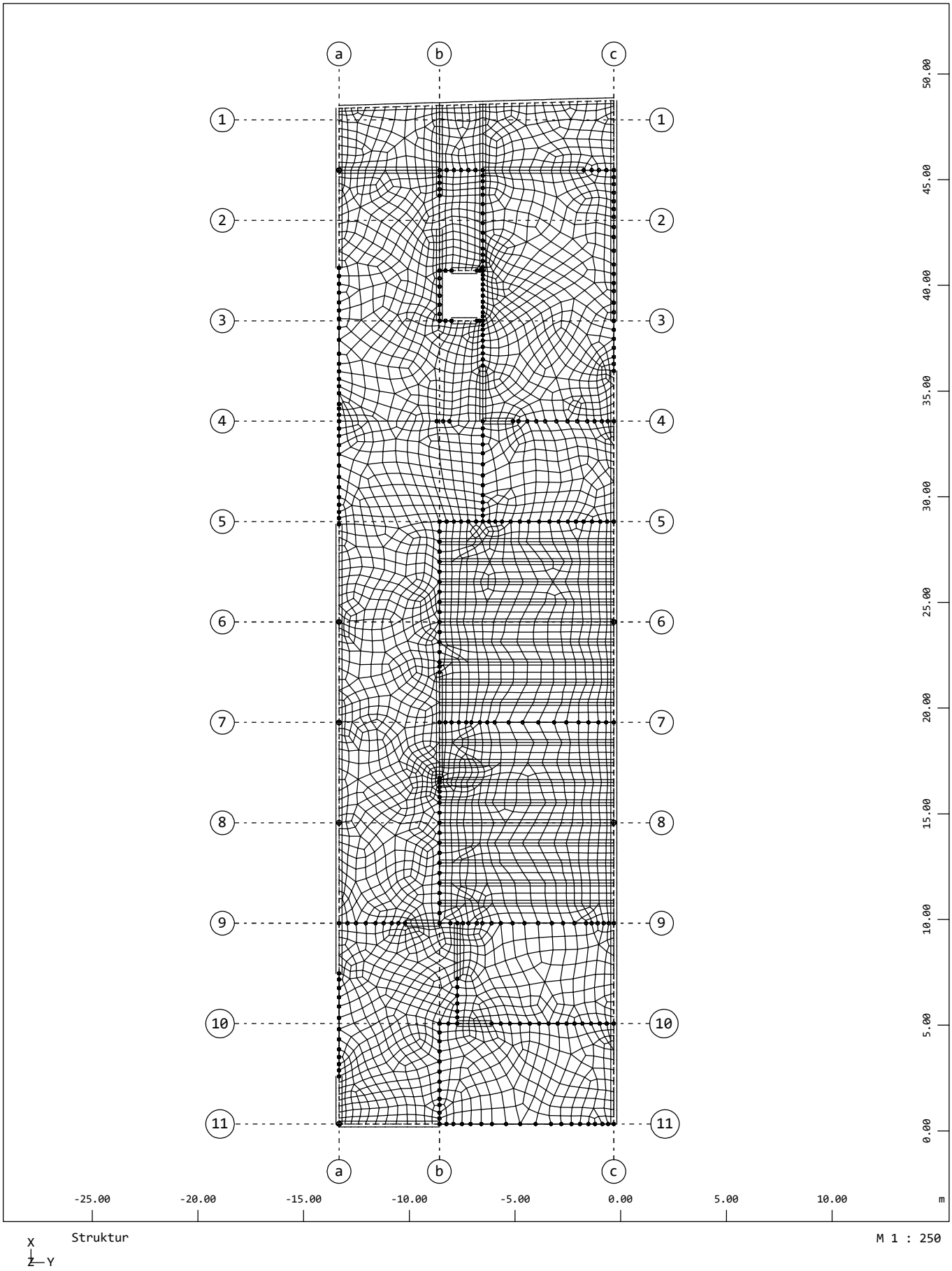
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Geometrie und System



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Geometrie und System

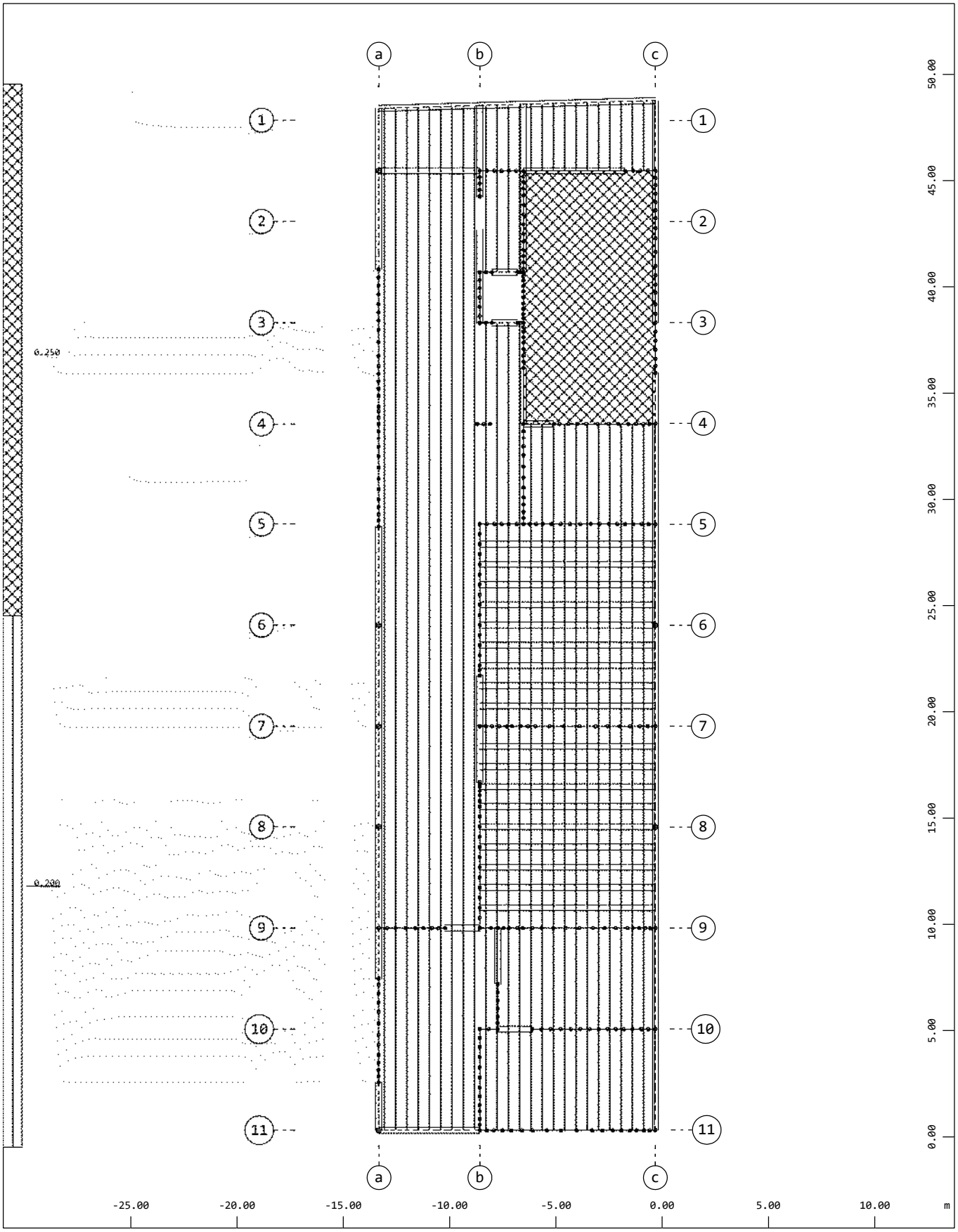


Struktur

M 1 : 250

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Geometrie und System



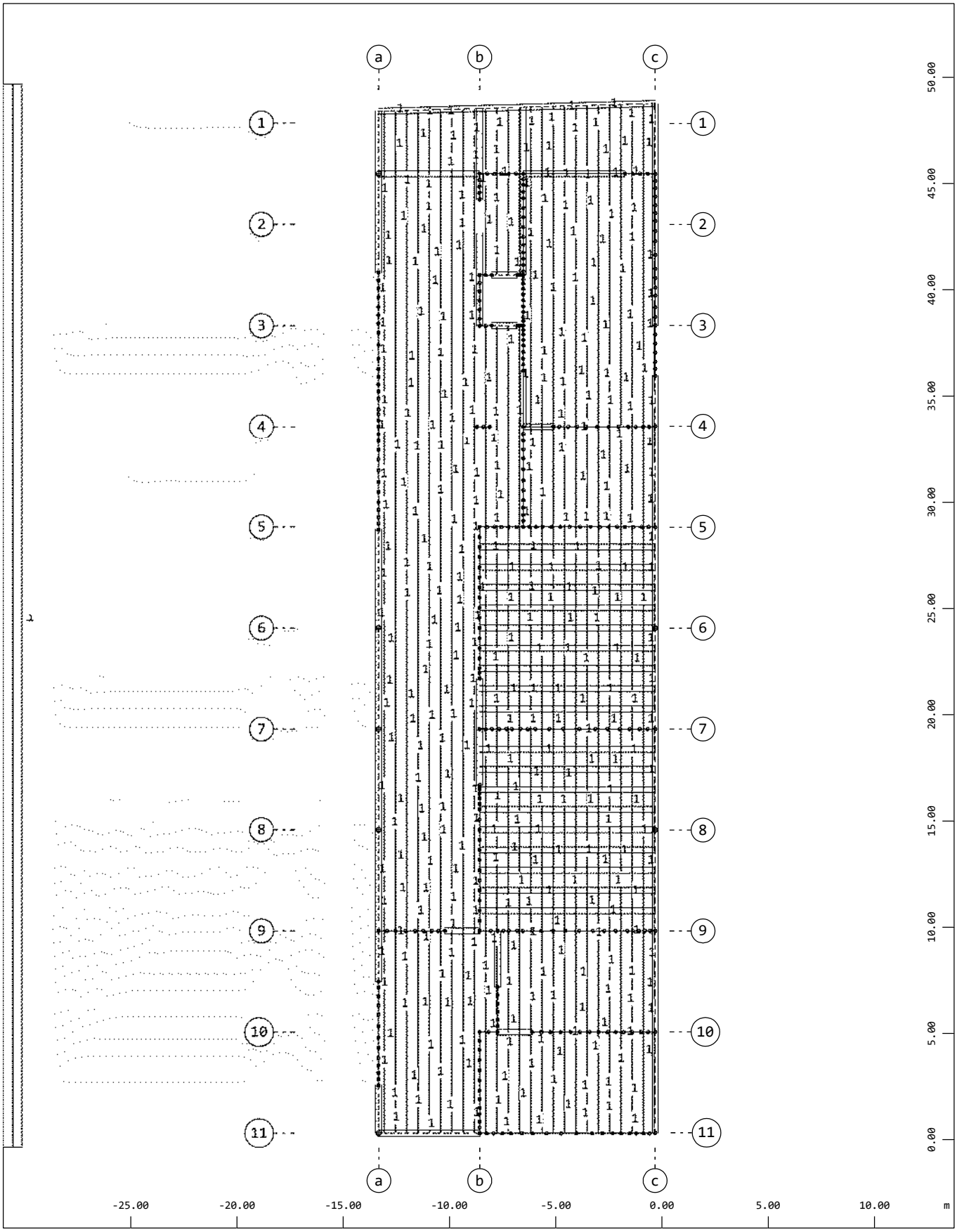
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Mittlere QUAD-Elementdicke in m, Werte über 10.0 (Max=0.250)

M 1 : 250

X
Z Y

Dachdecke über EG
Geometrie und System



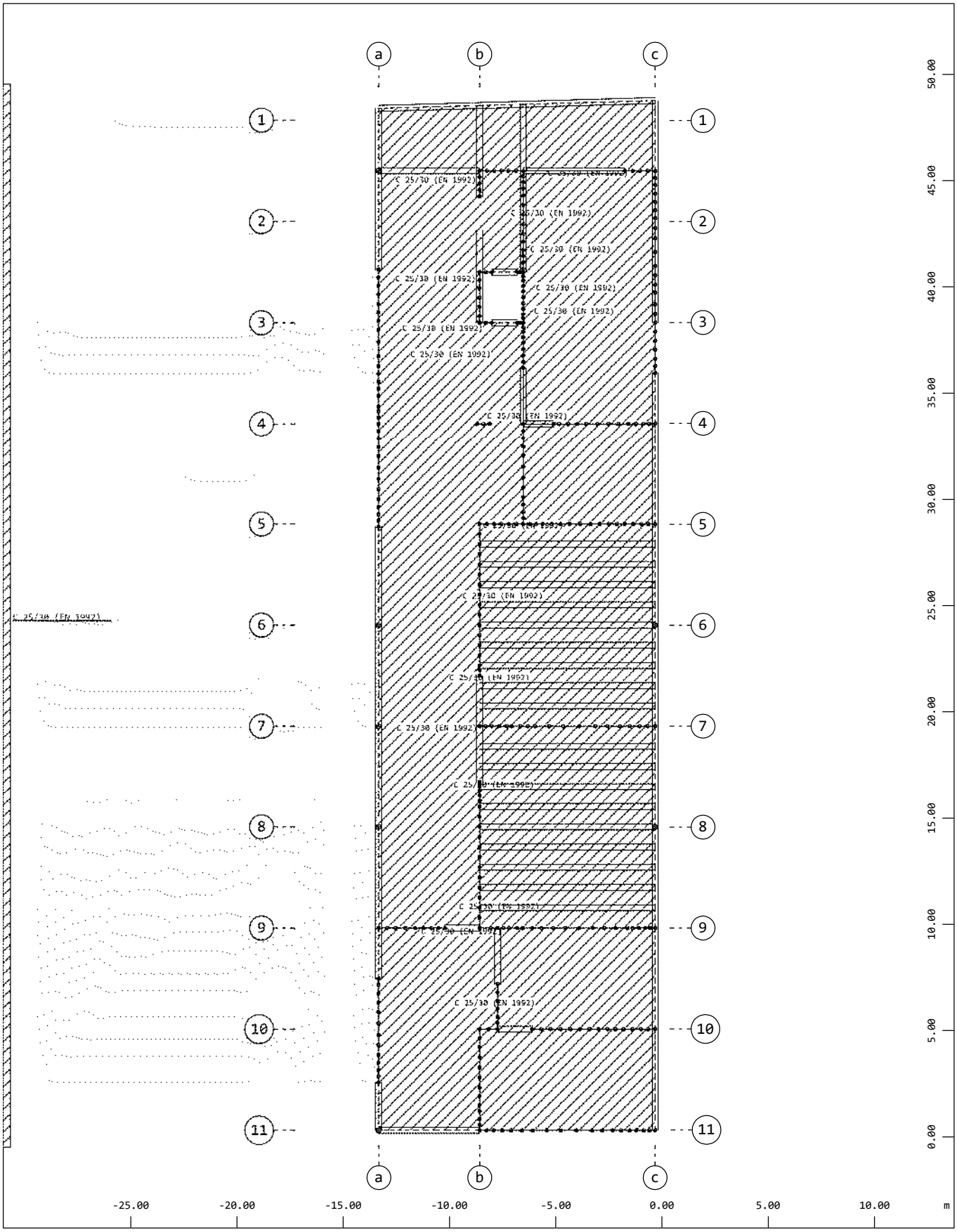
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Flächenelemente , Gruppennummern (Max=1)

M 1 : 250

X
Z Y

Dachdecke über EG
Geometrie und System



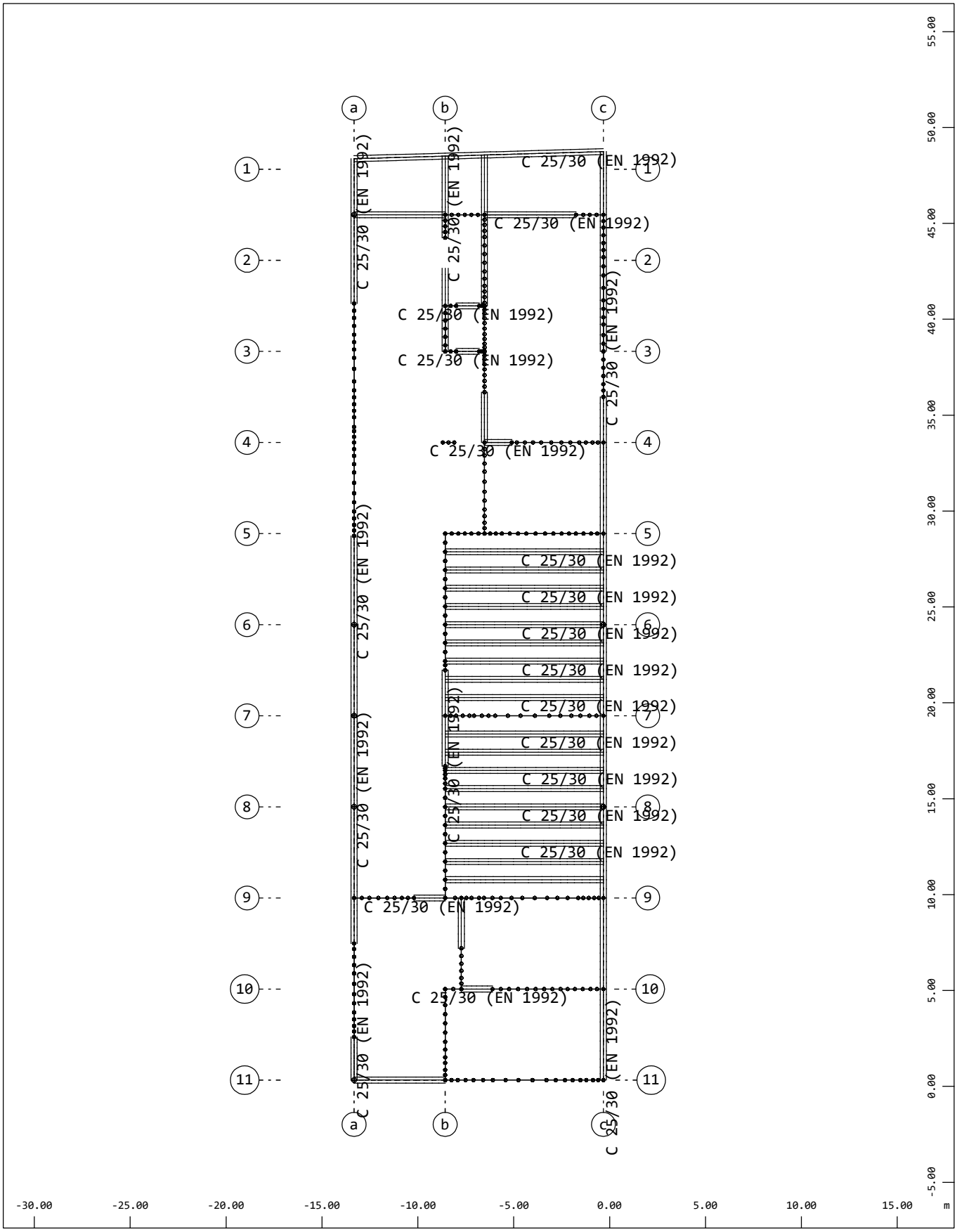
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Flächenelemente , Materialbezeichnungen

M 1 : 250

X
Z Y

Dachdecke über EG
Geometrie und System

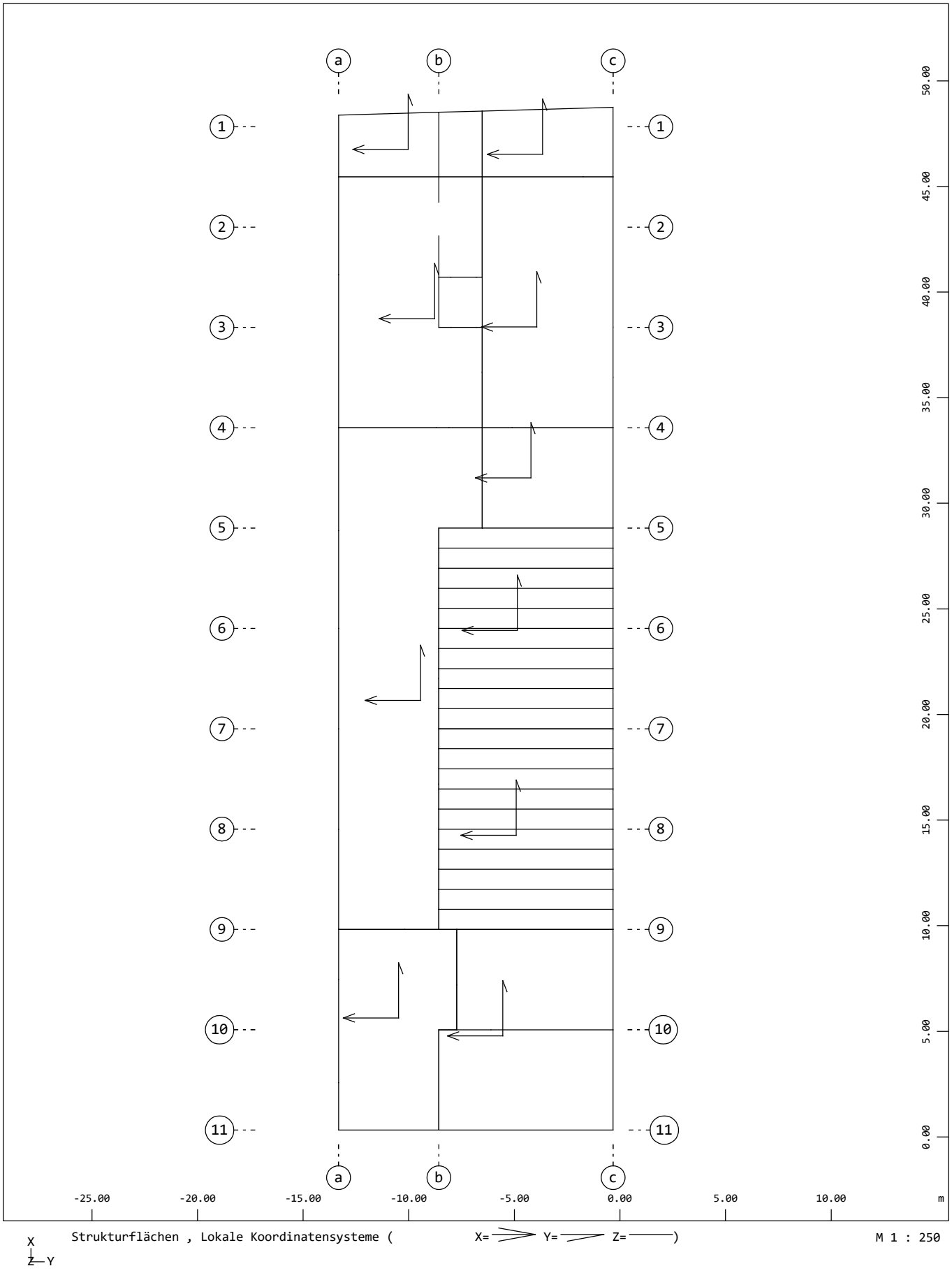


Stabelemente , Materialbezeichnungen

M 1 : 277

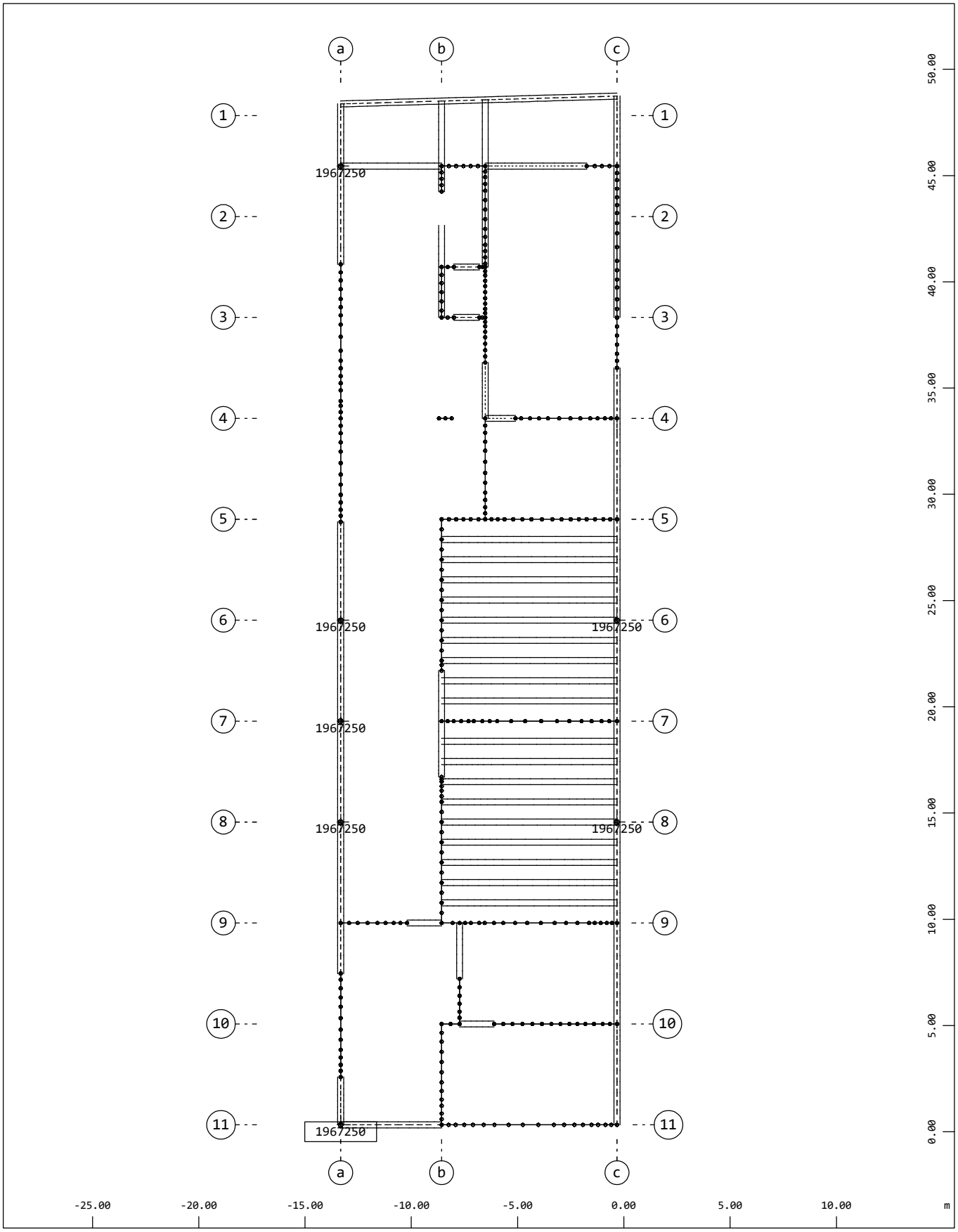
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Geometrie und System



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Geometrie und System



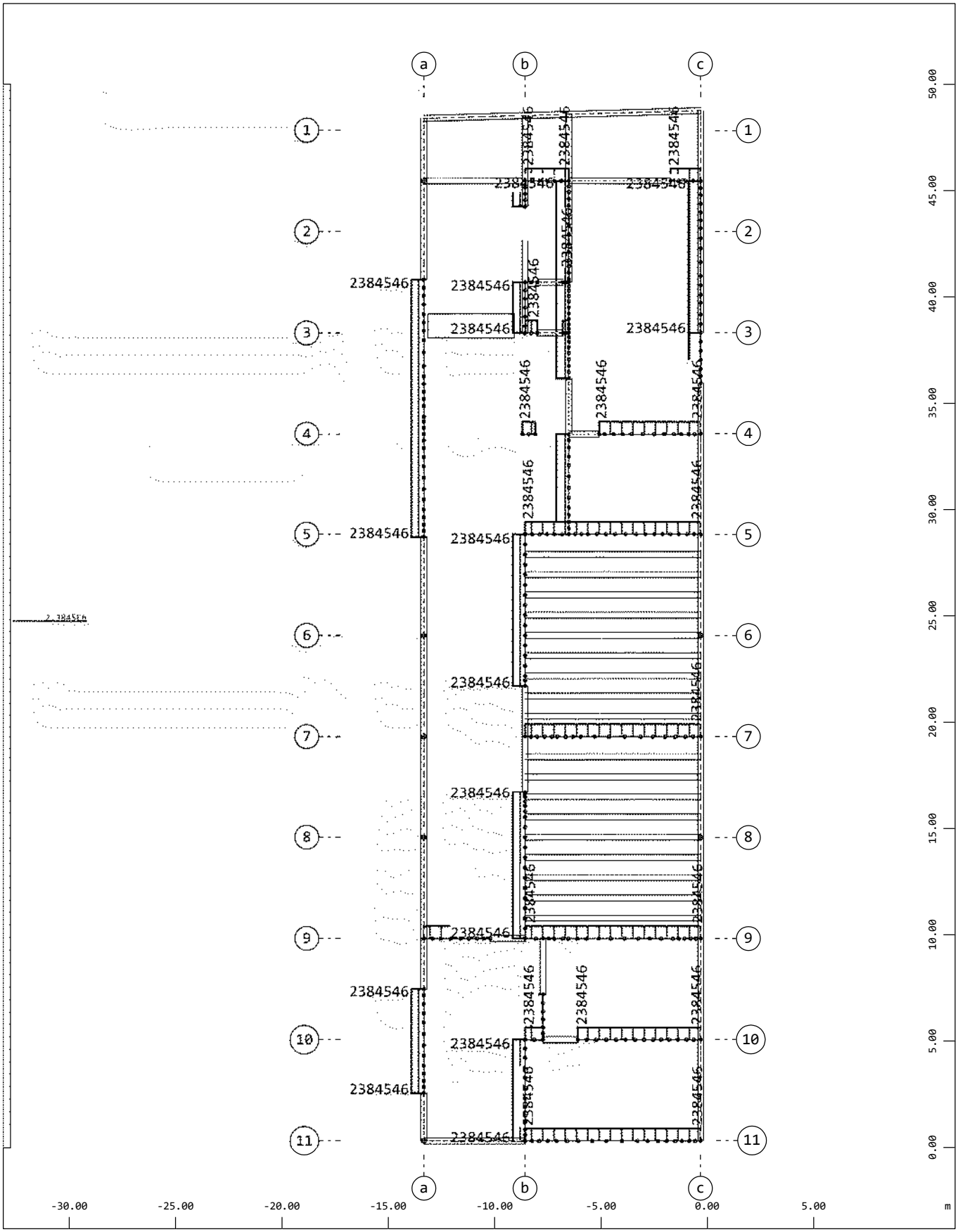
Federkonstante in kN/m (Max= 1.9672e+06)

M 1 : 250

X
Z Y

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Geometrie und System



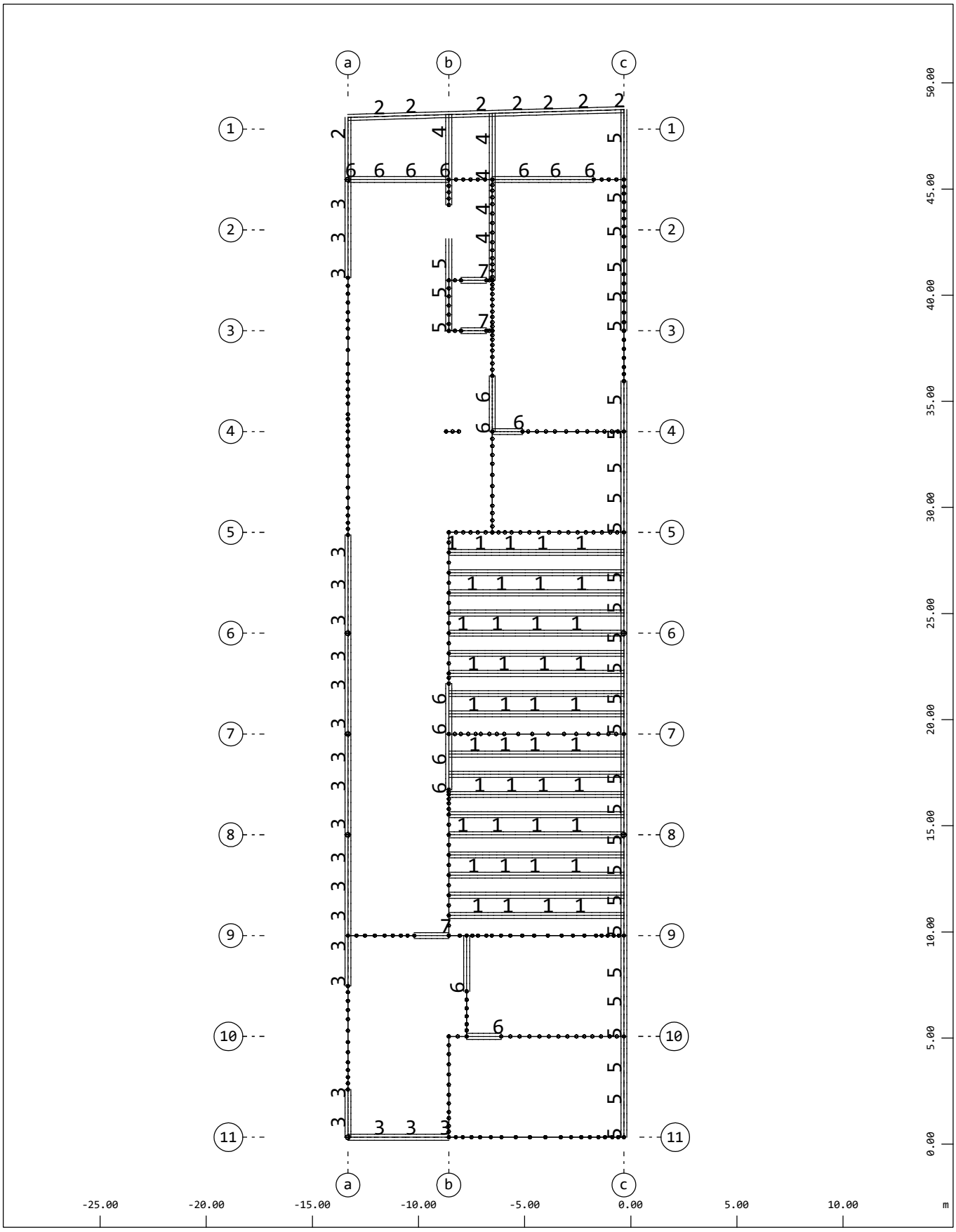
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Randbettung in global Z, 1 cm im Raum = 1.0297e+07 kN/m2 (Max= 2.3845e+06)

M 1 : 250

X
Z—Y

Dachdecke über EG



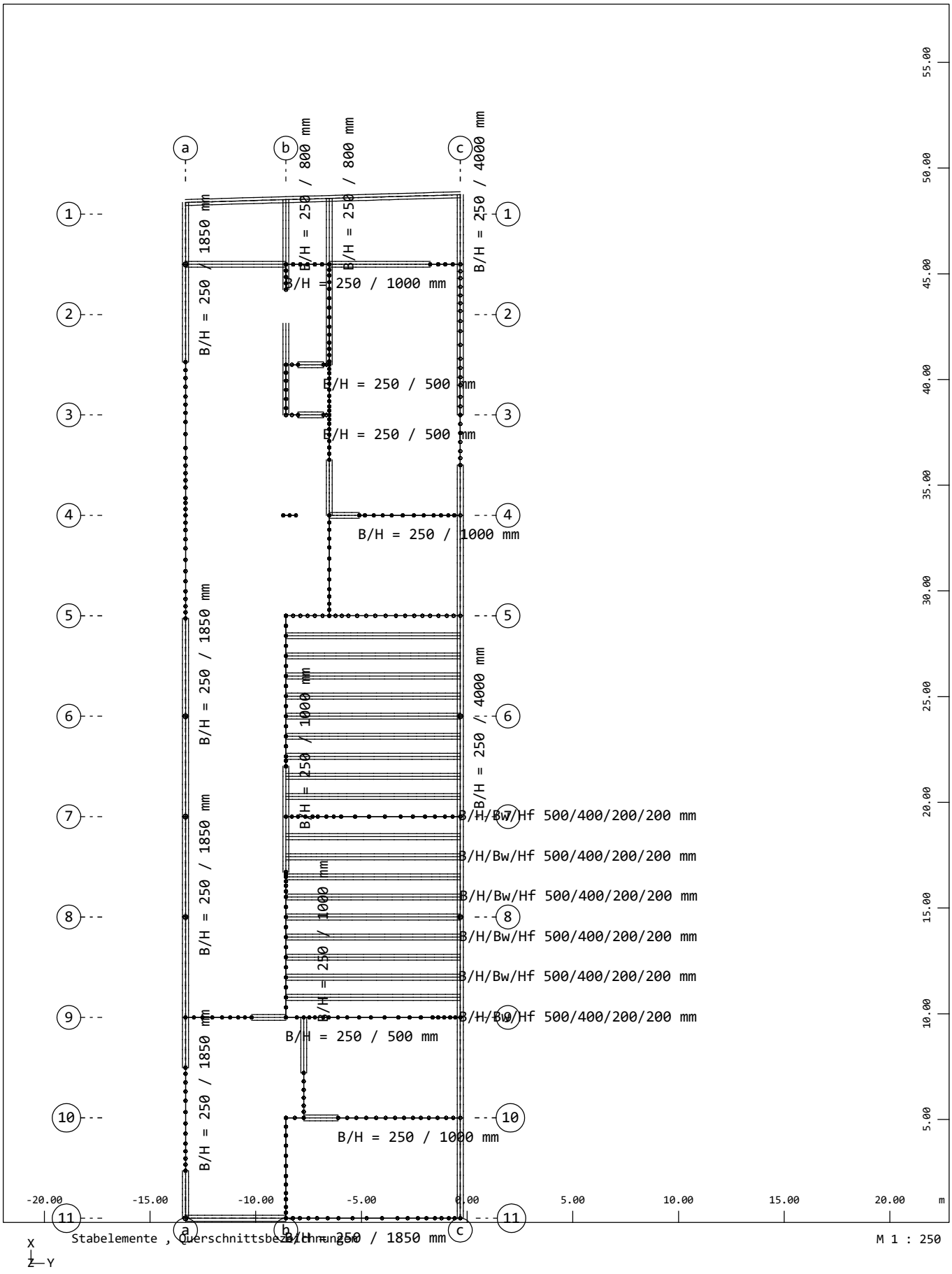
Stabelemente , Querschnittsnummern (Max=7)

M 1 : 250

X
Z Y

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG



Stabelemente , Querschnittsbezeichnungen

M 1 : 250

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Einwirkungen:

Im Folgenden wird lediglich eine Zusammenstellung der Lasten vorgenommen. Für Details siehe Kap. 2 „Lastannahmen“ und Pos. 4 „Vertikaler Lasabtrag“.

Ständige Einwirkungen

LF10:	Eigengewicht der Decke 20 cm	**g_1 = 5,00 kN/m²**
	Das Eigengewicht der Decke einschließlich der Unterzüge wird programmintern ermittelt.	
LF11	Ausbaulast:	**g_2 = 2,50 kN/m²**
LF12	Attika / Balken gemäß Kap. 4.2:	**g_1 = 3,00 kN/m**
		g_2 **= 7,00 kN/m**
		g_3 = 4,00 kN/m
		g_4 **= 11,0 kN/m**
		g_5 = 14,0 kN/m
		g_6 **= 1,00 kN/m**

Die Eigenlasten der Balken werden programmintern ermittelt.

LF13	Stahldach gemäß Kap. 4.2:	G_1 **= 10,8 kN**
		G_2 **= 12,3 kN**
		G_3 **= 20,5 kN**
Aufzugsdecke gemäß Kap. 4.2:		**g_{1+2} = 8,6 kN/m**

Veränderliche Einwirkungen

LF21 bis 29	Nutzlast:	q_{1-2} = 6,00 kN/m²
	Verkehrslast inklusive Schneelasten (Schneeanhäufung)	
	Installationslasten	q_3 = 1,00 kN/m²
	Unterhangdecken inklusive Installation	

Diese Verkehrslasten werden zu einer resultierenden Flächenlast zusammengefasst.

q_{1+3} = 7,00 kN/m²

LF30	Stahldach gemäß Kap. 4.2:	Q_1 **= 7,70 kN**
		Q_2 **= 13,3 kN**
		Q_3 **= 21,0 kN**
Aufzugsdecke gemäß Kap. 4.2:		q_1 **= 5,8 kN/m**

Zusätzliche Lastfallkombinationen:

LF 100: G Ebenensumme (ständige Lasten)

LF 200: Q Ebenensumme (veränderliche Lasten)

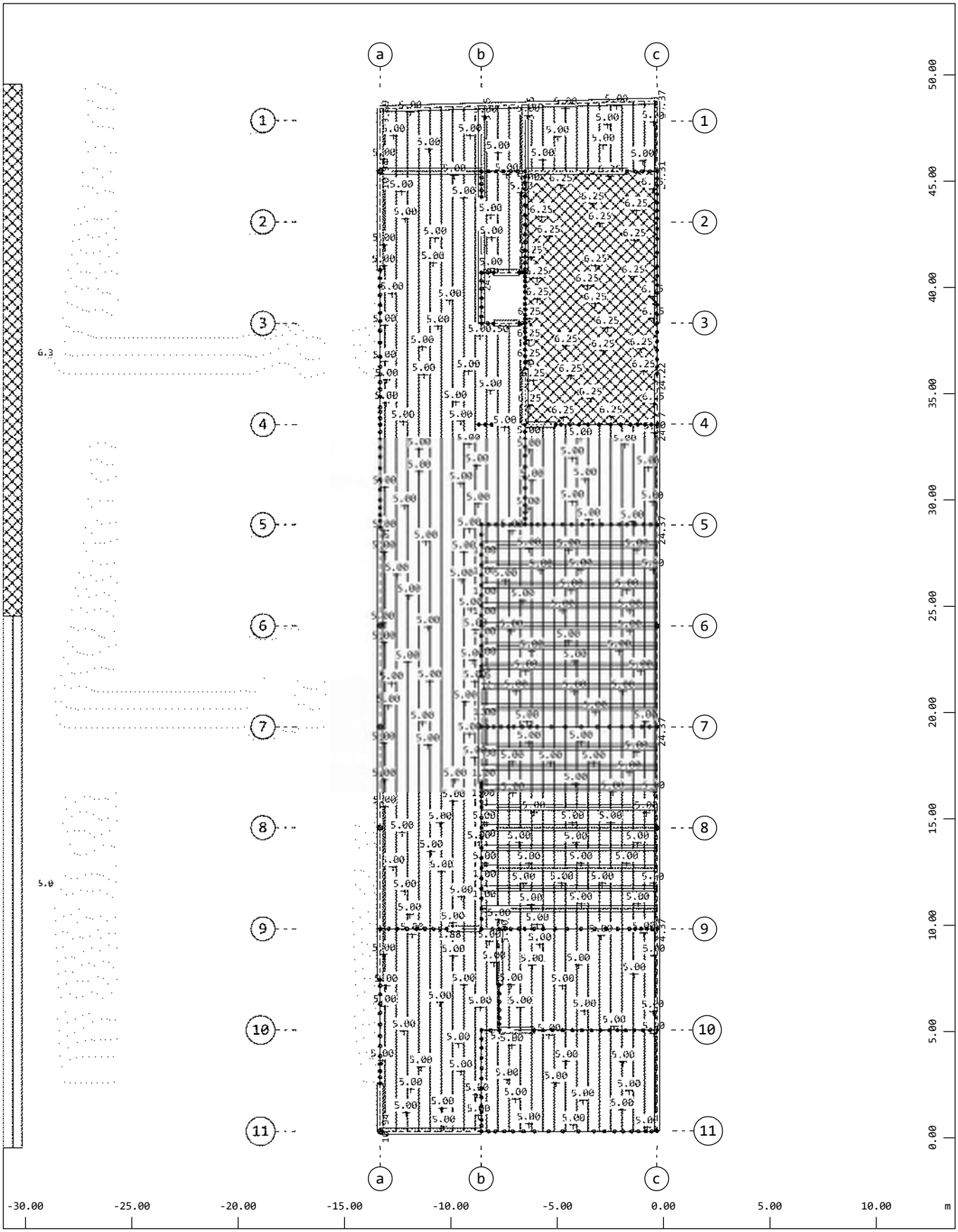
Ausgabe aus SOiSTiK

Dachdecke über EG
Berechnung von Schnittkräften

Summe der Auflagerkräfte und Lasten

Lastfall	Σ(Reaktionen)			Bezeichnung
	X[kN]	Y[kN]	Z[kN]	
	Σ(Lasten)			
10	0.0	0.0	-5259.0	Eigengewicht
	0.0	0.0	5259.0	
11	0.0	0.0	-1555.4	Ausbaulasten
	0.0	0.0	1555.4	
12	0.0	0.0	-1259.9	Ausbaulasten
	0.0	0.0	1259.9	
13	0.0	0.0	-528.5	Ausbaulasten
	0.0	0.0	528.5	
21	0.0	0.0	-415.3	Nutzlast und Install
	0.0	0.0	415.3	
22	0.0	0.0	-388.2	Nutzlast und Install
	0.0	0.0	388.2	
23	0.0	0.0	-481.5	Nutzlast und Install
	0.0	0.0	481.5	
24	0.0	0.0	-314.4	Nutzlast und Install
	0.0	0.0	314.4	
25	0.0	0.0	-522.0	Nutzlast und Install
	0.0	0.0	522.0	
26	0.0	0.0	-522.0	Nutzlast und Install
	0.0	0.0	522.0	
27	0.0	0.0	-785.5	Nutzlast und Install
	0.0	0.0	785.5	
28	0.0	0.0	-616.8	Nutzlast und Install
	0.0	0.0	616.8	
29	0.0	0.0	-309.2	Nutzlast und Install
	0.0	0.0	309.2	
30	0.0	0.0	-476.2	Nutzlast div.
	0.0	0.0	476.2	
100	0.0	0.0	-8602.8	LF10 bis LF13
	0.0	0.0	8602.8	
200	0.0	0.0	-4831.3	Nutzlast Q LF21 bis LF30
	0.0	0.0	4831.3	

Dachdecke über EG
Einwirkungen



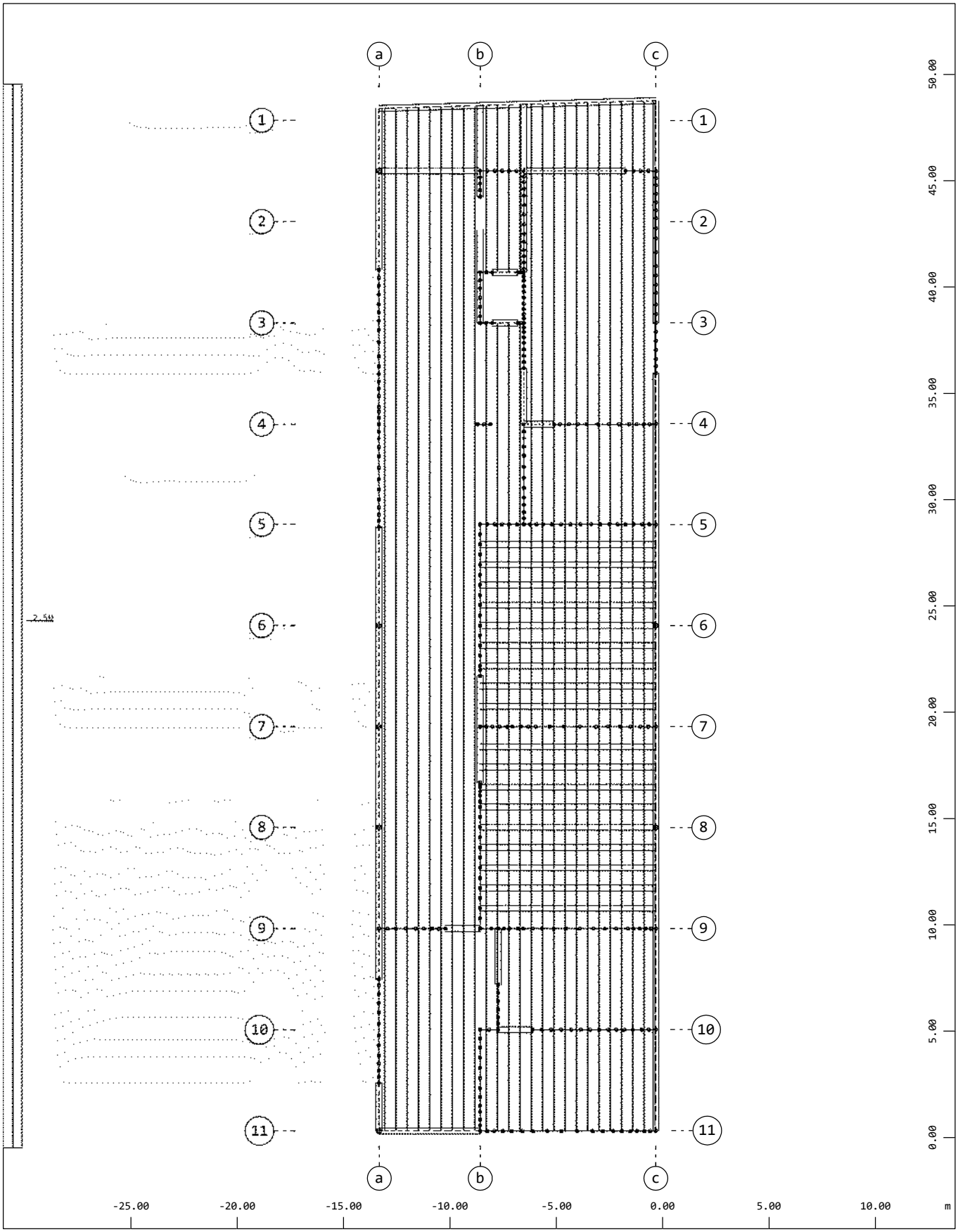
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

X
Z Y

Eigengewicht in globale Richtungen ⬡, Lastfall 10 Eigengewicht ,
QUAD-Flächeneigengewicht in global Z im Element(Max=6.25kN/m2), Stabeigengewicht in global Z(Max=24.4kN/m)

M 1 : 250

Dachdecke über EG
Einwirkungen



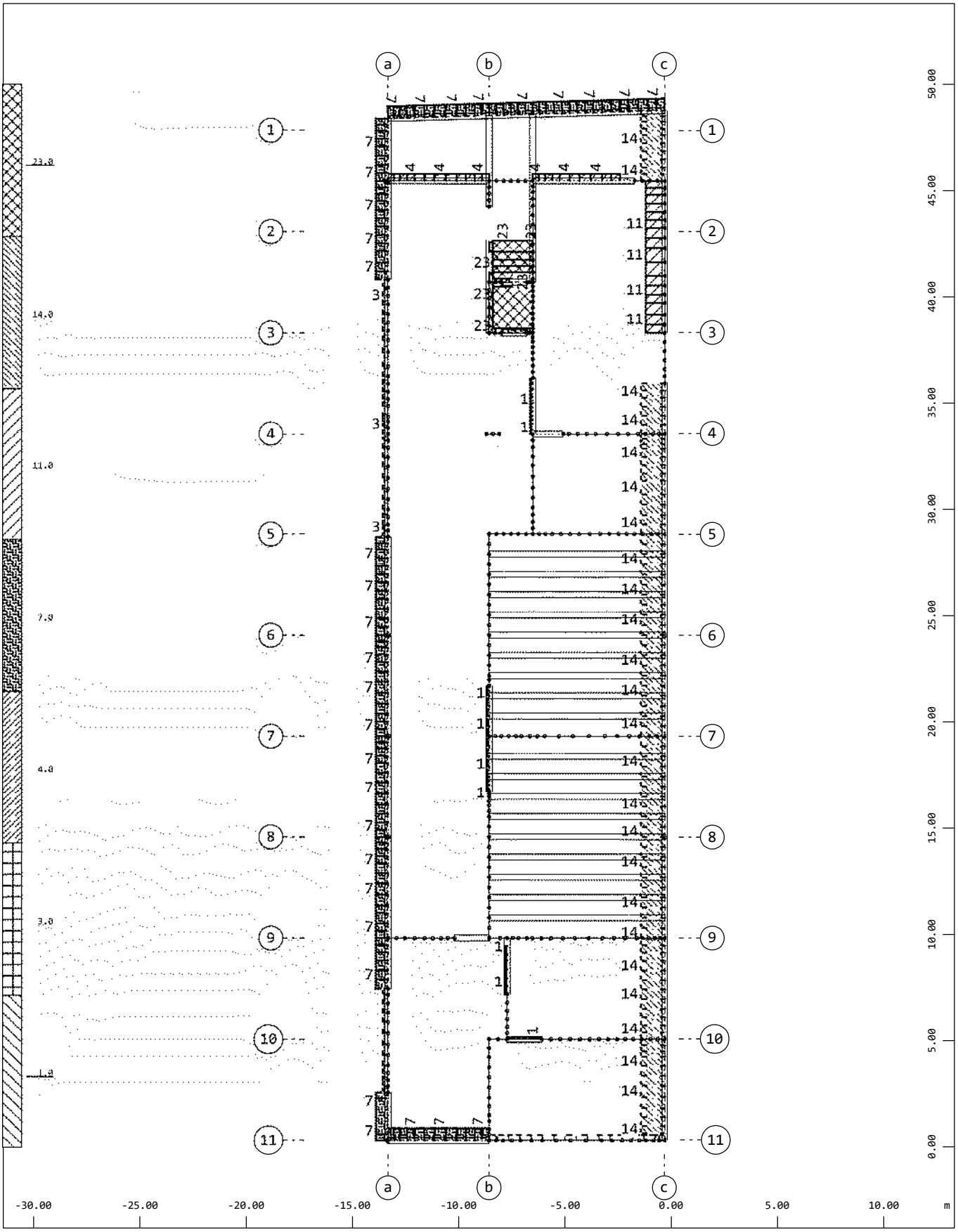
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

X
Z Y

Alle Lasten, Lastfall 11 Ausbaulasten , (1 cm im Raum = Unit) Flächenelementlast
(Kraft) Vektor (Unit=-1.00 kN/m2) (Max=2.50)

M 1 : 250

Dachdecke über EG
Einwirkungen

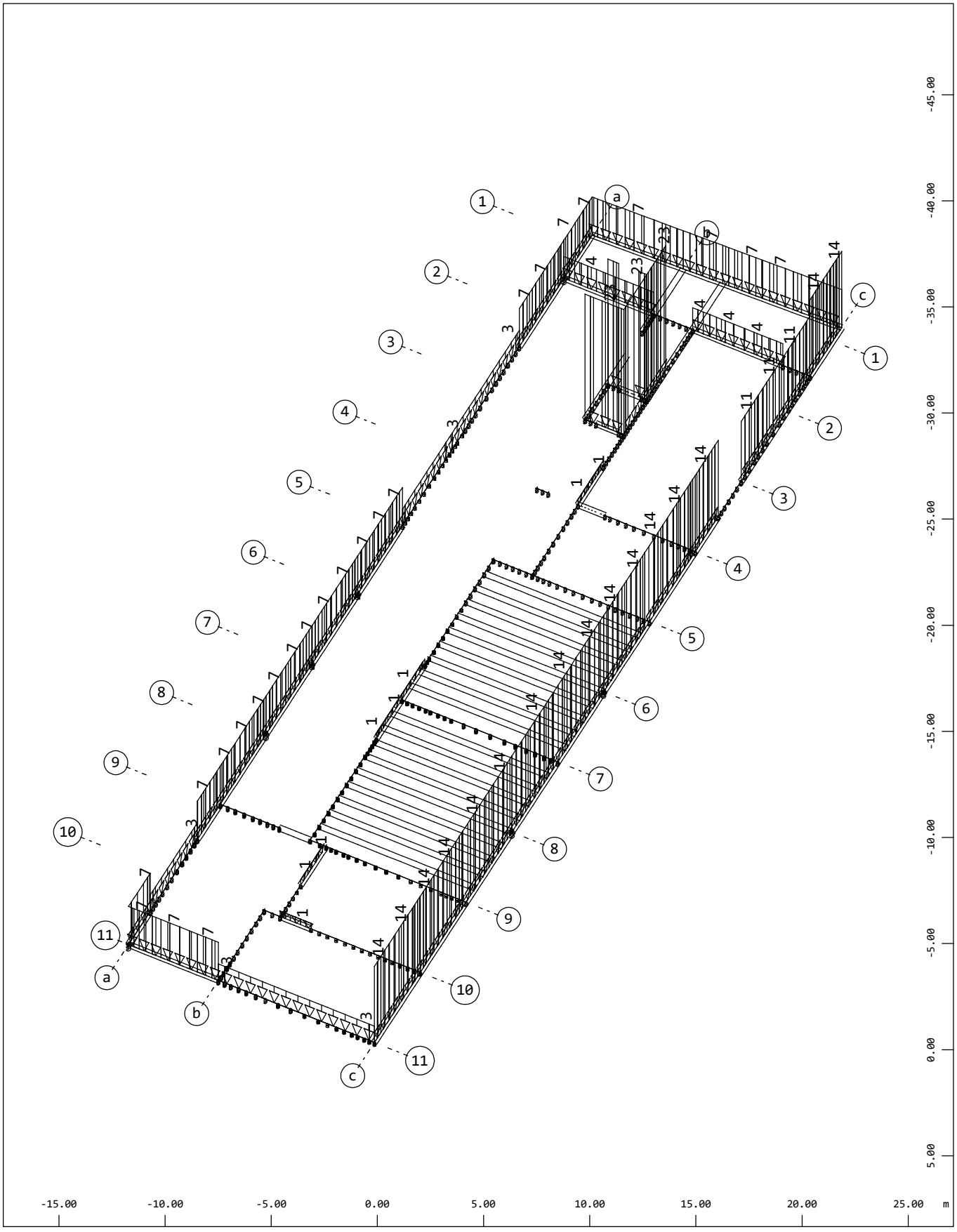


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Freie Linienlast (Kraft), Lastfall 12 Ausbaulasten , (1 cm im Raum = Unit) in global Z
(Unit=30.8 kN/m) (Max=23.0)

M 1 : 250

Dachdecke über EG
Einwirkungen

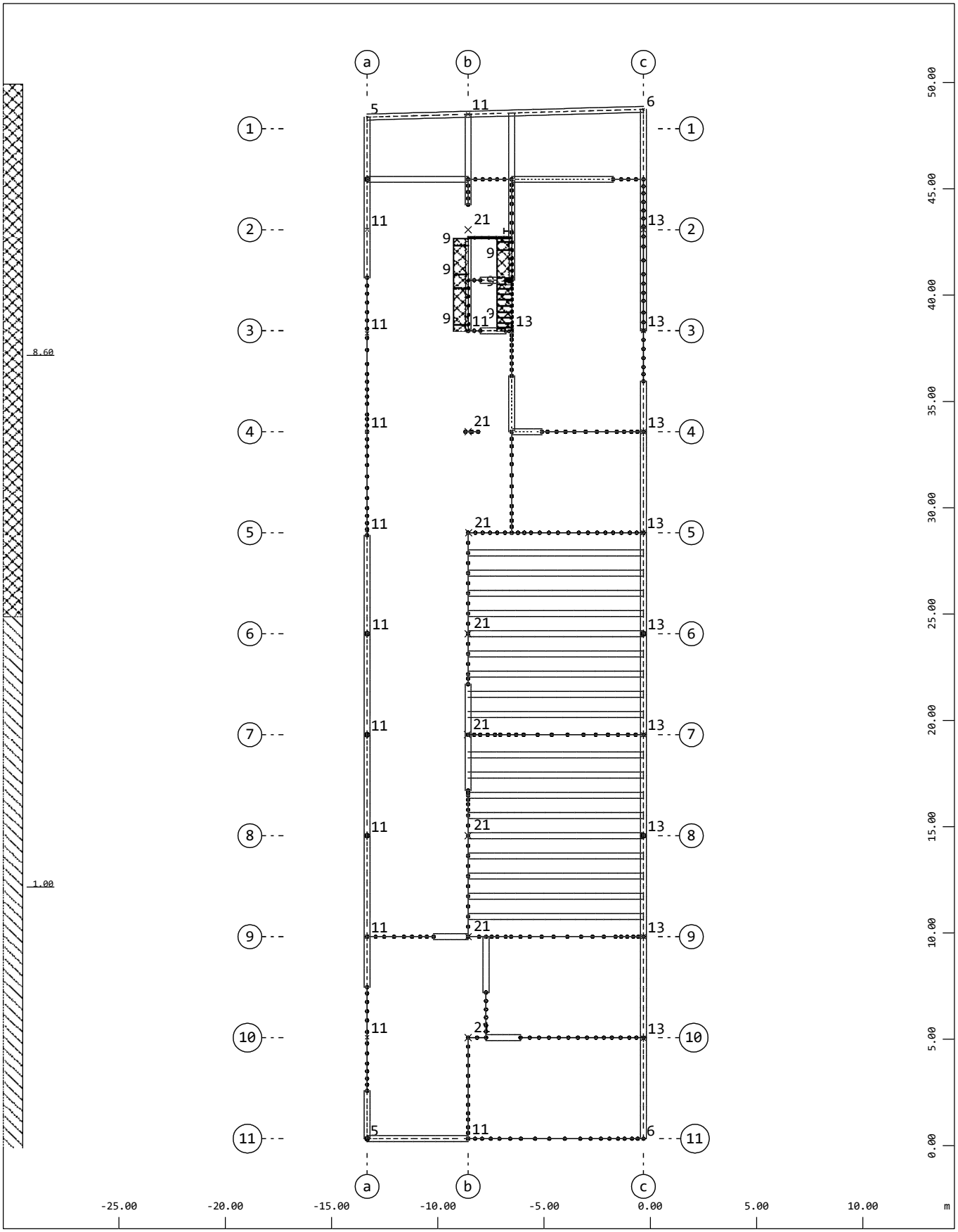


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Freie Linienlast (Kraft) in global Z, Lastfall 12 Ausbaulasten , 1 cm im Raum = 6.09
kN/m (Max=23.0)

M 1 : 250
X * 0.831
Y * 0.959
Z * 0.625

Dachdecke über EG
Einwirkungen



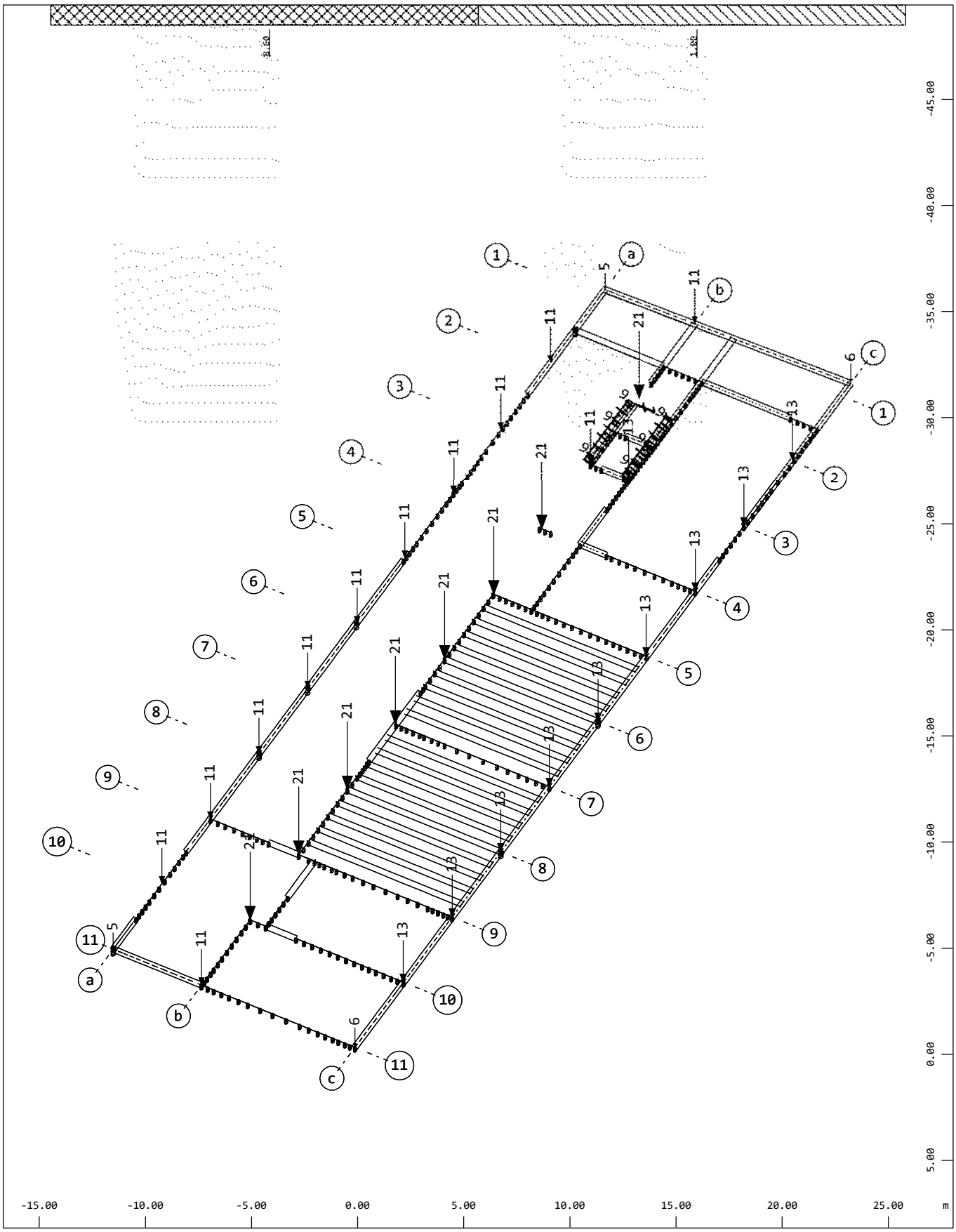
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

X
Z Y

Freie Linienlast (Kraft), Lastfall 13 Ausbaulasten , (1 cm im Raum = Unit) in global Z
(Unit=31.6 kN/m) (Max=8.60)
Freie Einzellast, Lastfall 13 Ausbaulasten , (1 cm im Raum = Unit) (Kraft) in global Z

M 1 : 250

Dachdecke über EG
Einwirkungen

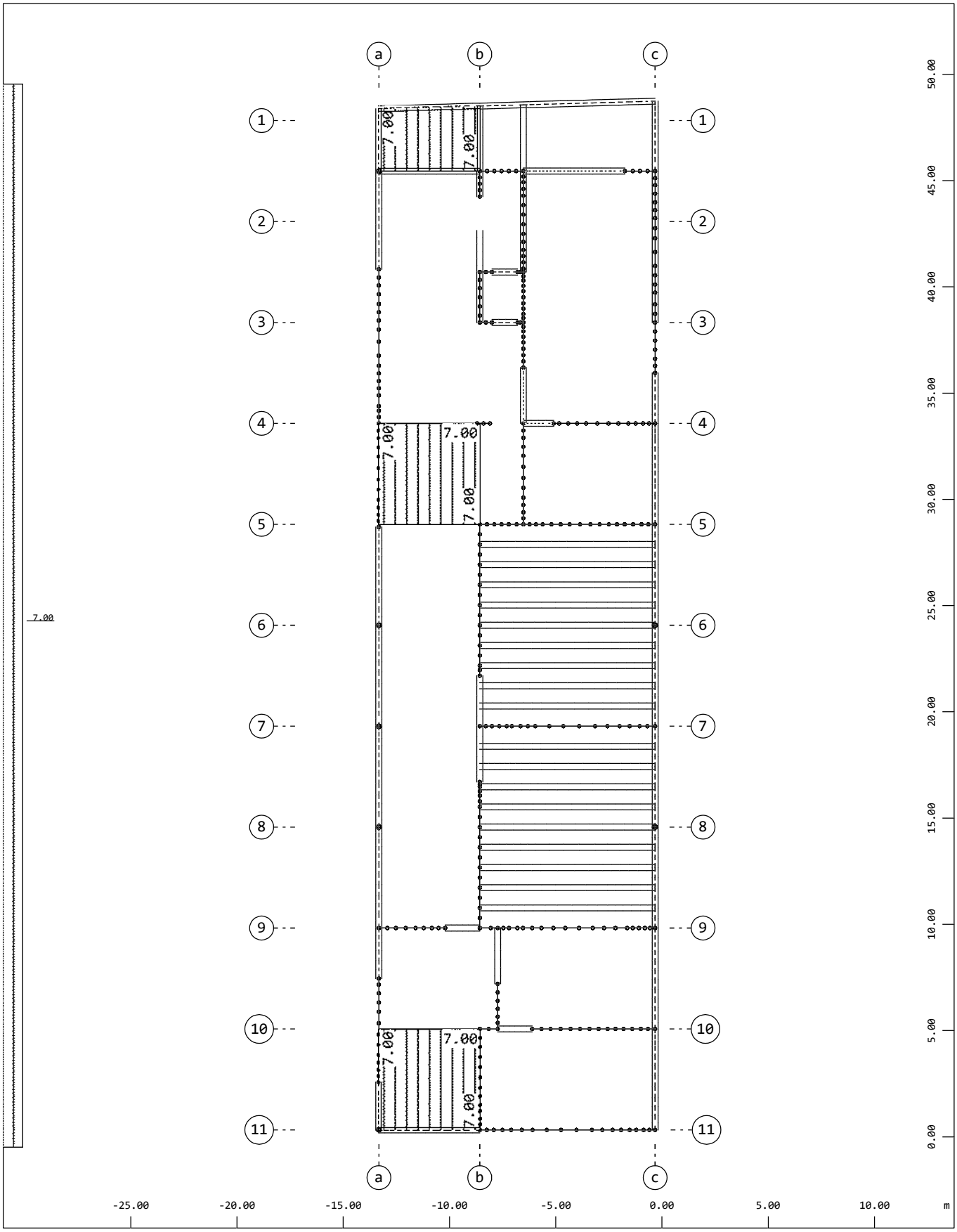


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Freie Linienlast (Kraft) in global Z, Lastfall 13 Ausbaulasten , 1 cm im Raum = 57.1
kN/m (Max=8.60)
Freie Einzellast, Lastfall 13 Ausbaulasten , (1 cm im Raum = Unit) (Kraft) in global Z

M 1 : 250
X * 0.806
Y * 0.946
Z * 0.675

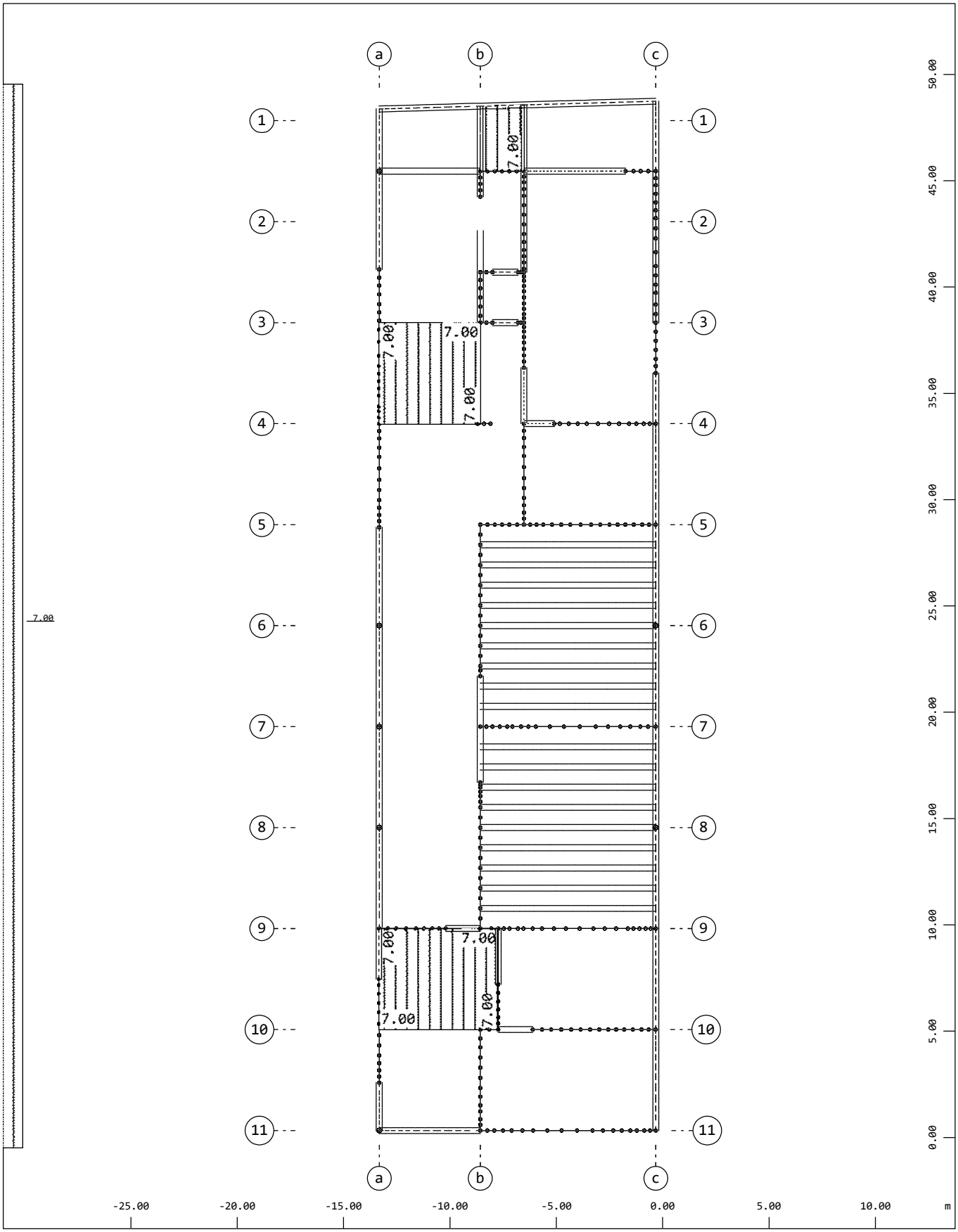
Dachdecke über EG
Einwirkungen



Freie Flächenlast, Lastfall 21 Nutzlast und Install , (1 cm im Raum = Unit) (Kraft) in global Z (Unit=5.00 kN/m2) (Max=7.00)

M 1 : 250

Dachdecke über EG
Einwirkungen

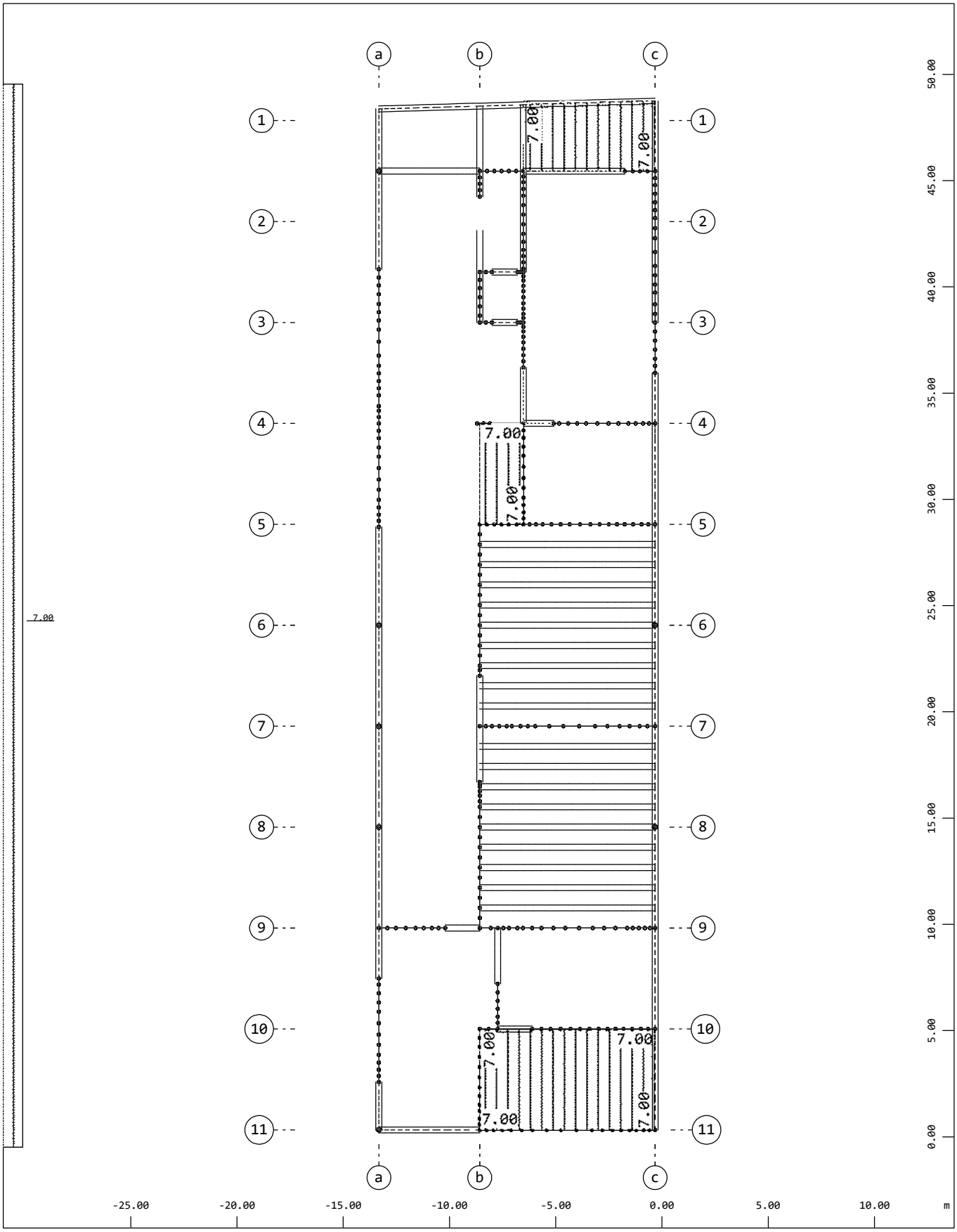


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Freie Flächenlast, Lastfall 22 Nutzlast und Install , (1 cm im Raum = Unit) (Kraft) in global Z (Unit=5.00 kN/m2) (Max=7.00)

M 1 : 250

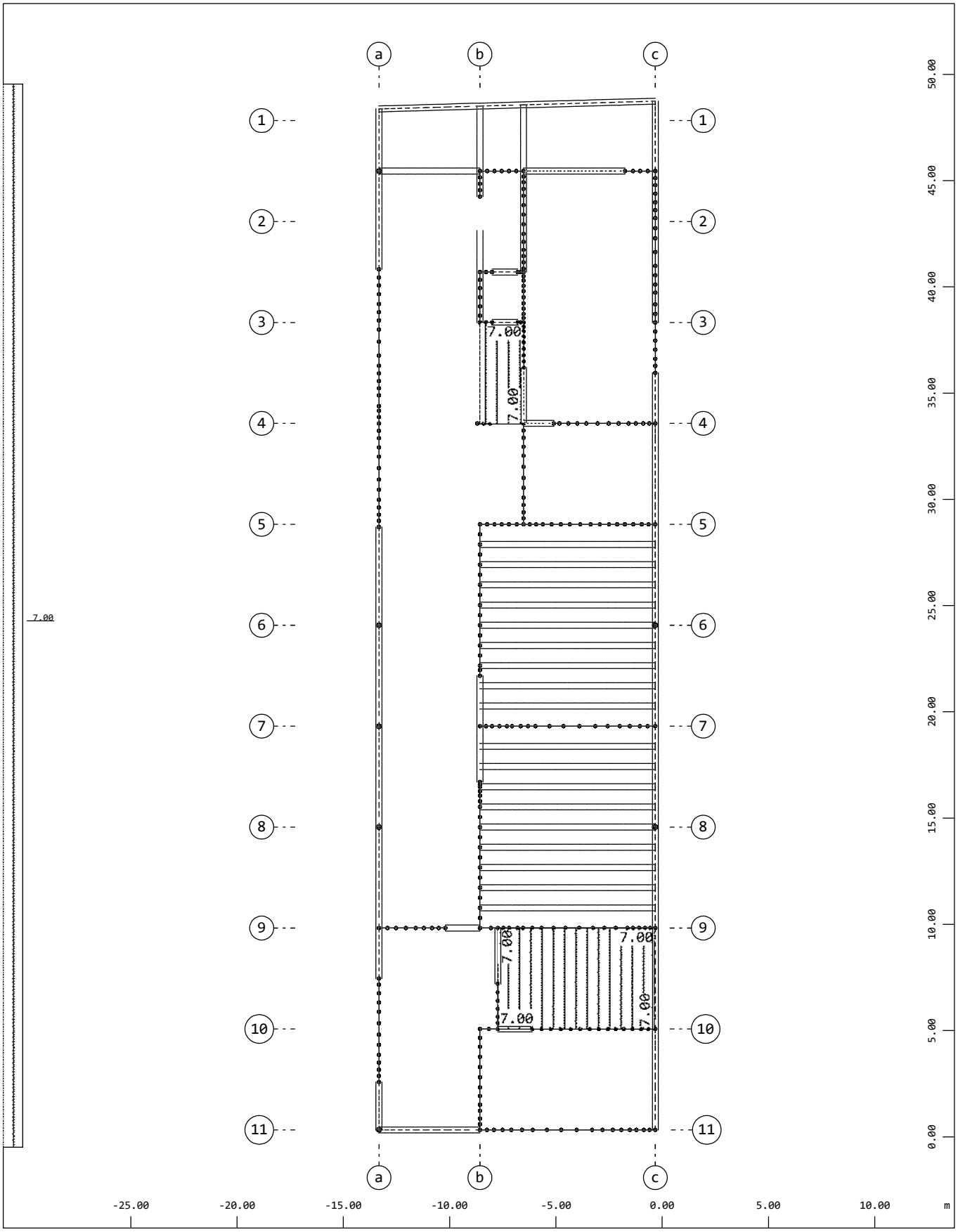
Dachdecke über EG
Einwirkungen



Freie Flächenlast, Lastfall 23 Nutzlast und Install , (1 cm im Raum = Unit) (Kraft) in global Z (Unit=5.00 kN/m2) (Max=7.00)

M 1 : 250

Dachdecke über EG
Einwirkungen

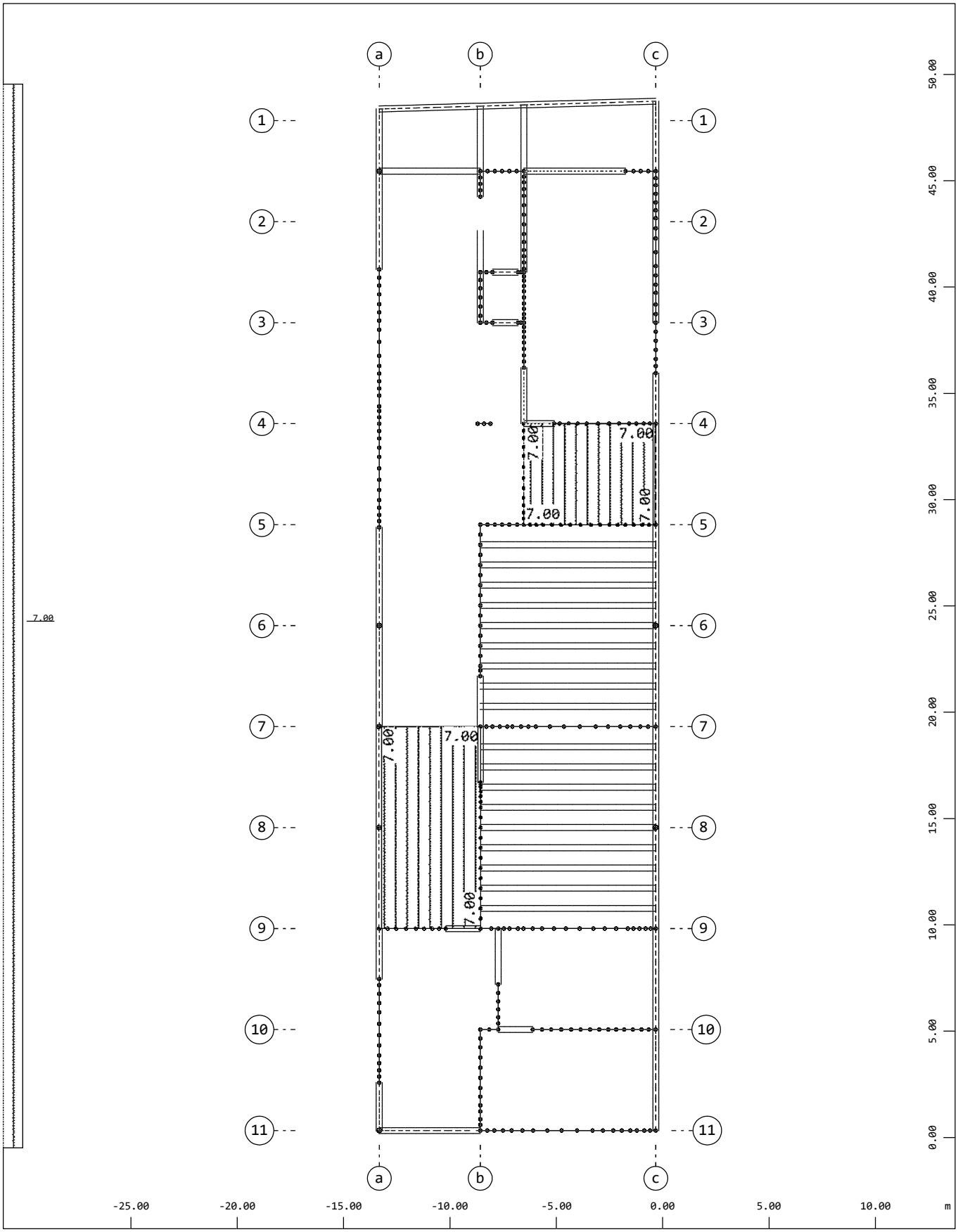


X
Z Y

Freie Flächenlast, Lastfall 24 Nutzlast und Install , (1 cm im Raum = Unit) (Kraft) in global Z (Unit=5.00 kN/m2) (Max=7.00)

M 1 : 250

Dachdecke über EG
Einwirkungen

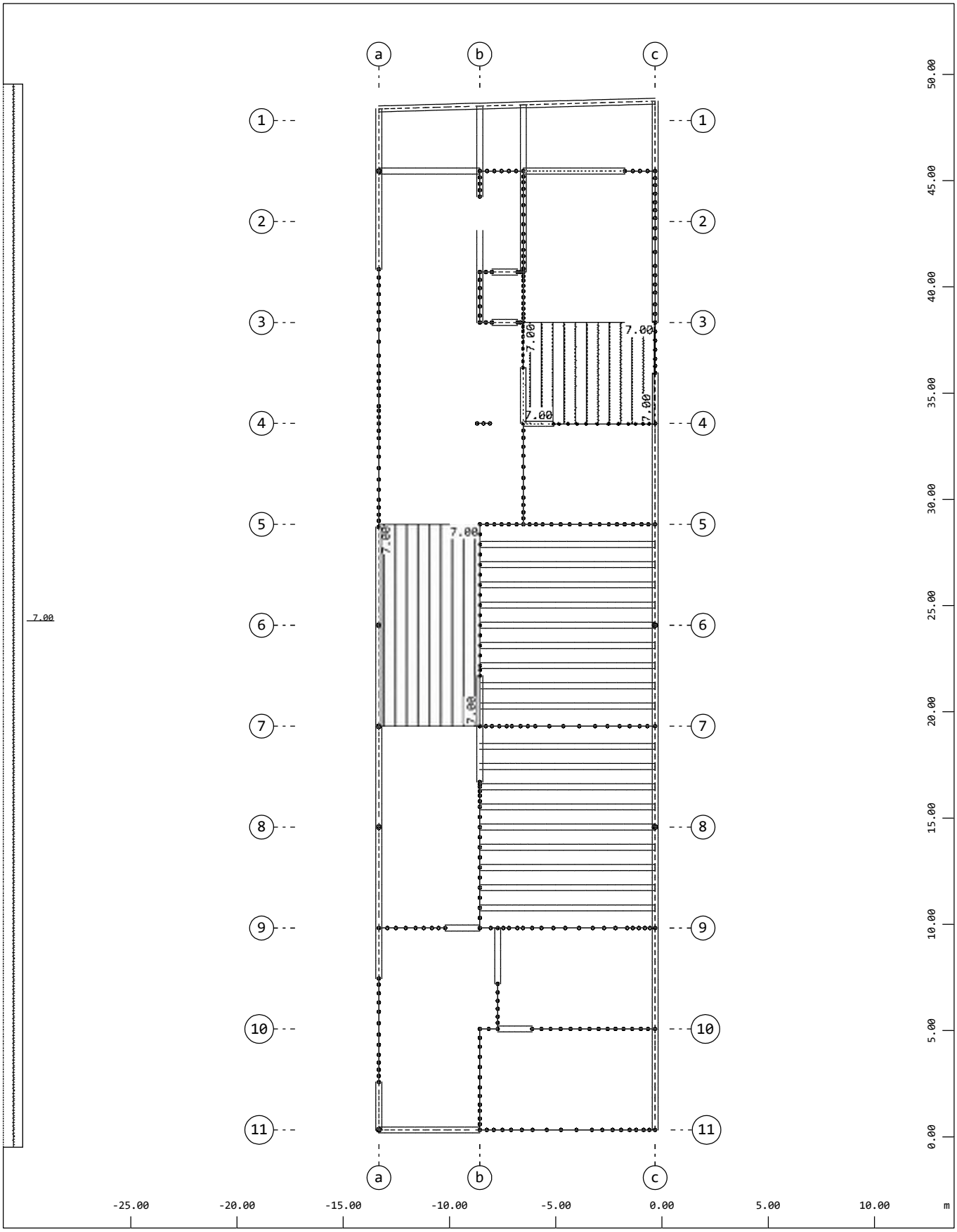


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Freie Flächenlast, Lastfall 25 Nutzlast und Install , (1 cm im Raum = Unit) (Kraft) in global Z (Unit=5.00 kN/m2) (Max=7.00)

M 1 : 250

Dachdecke über EG
Einwirkungen



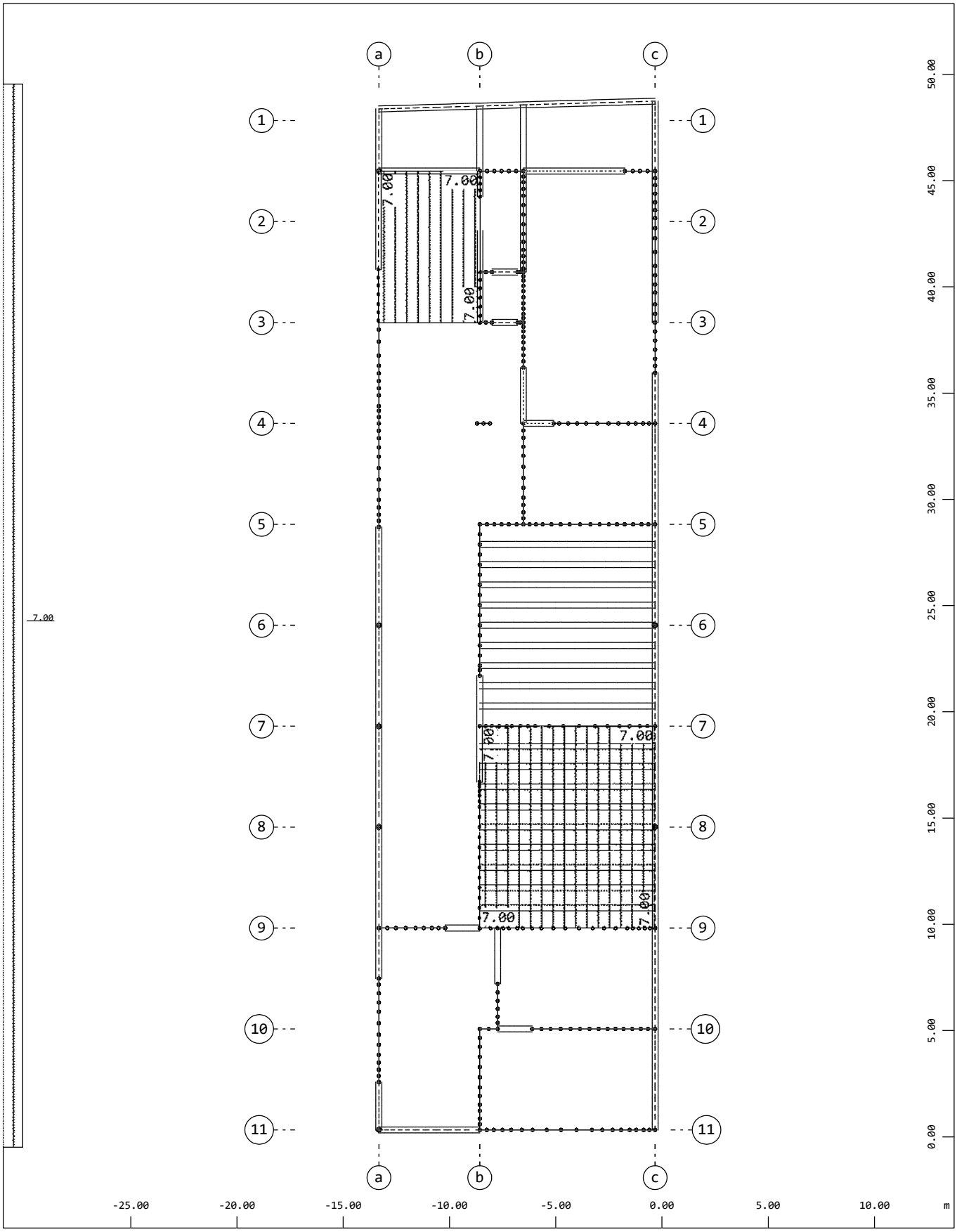
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

X
Z Y

Freie Flächenlast, Lastfall 26 Nutzlast und Install , (1 cm im Raum = Unit) (Kraft) in global Z (Unit=5.00 kN/m2) (Max=7.00)

M 1 : 250

Dachdecke über EG
Einwirkungen



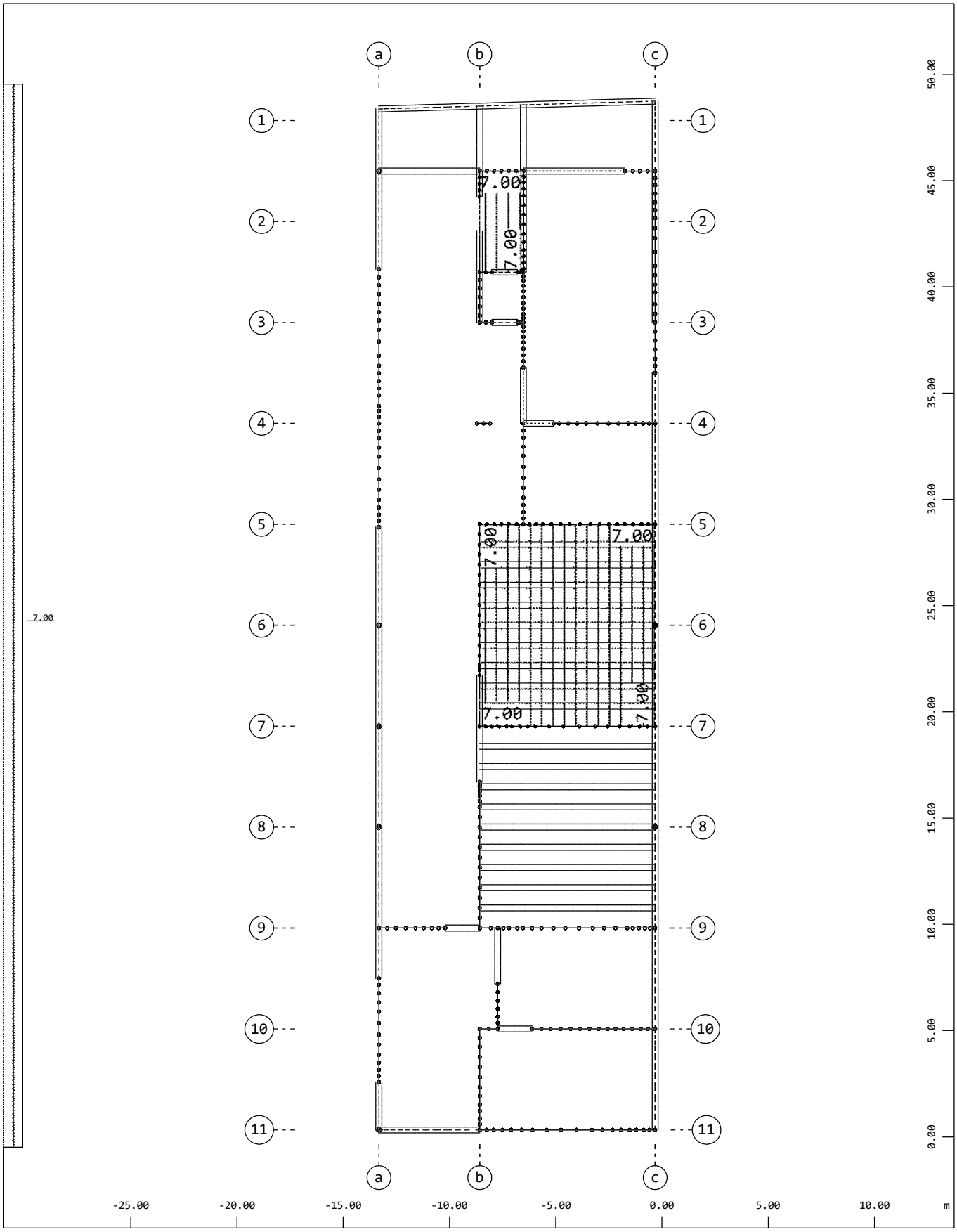
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

X
Z Y

Freie Flächenlast, Lastfall 27 Nutzlast und Install , (1 cm im Raum = Unit) (Kraft) in global Z (Unit=5.00 kN/m2) (Max=7.00)

M 1 : 250

Dachdecke über EG
Einwirkungen

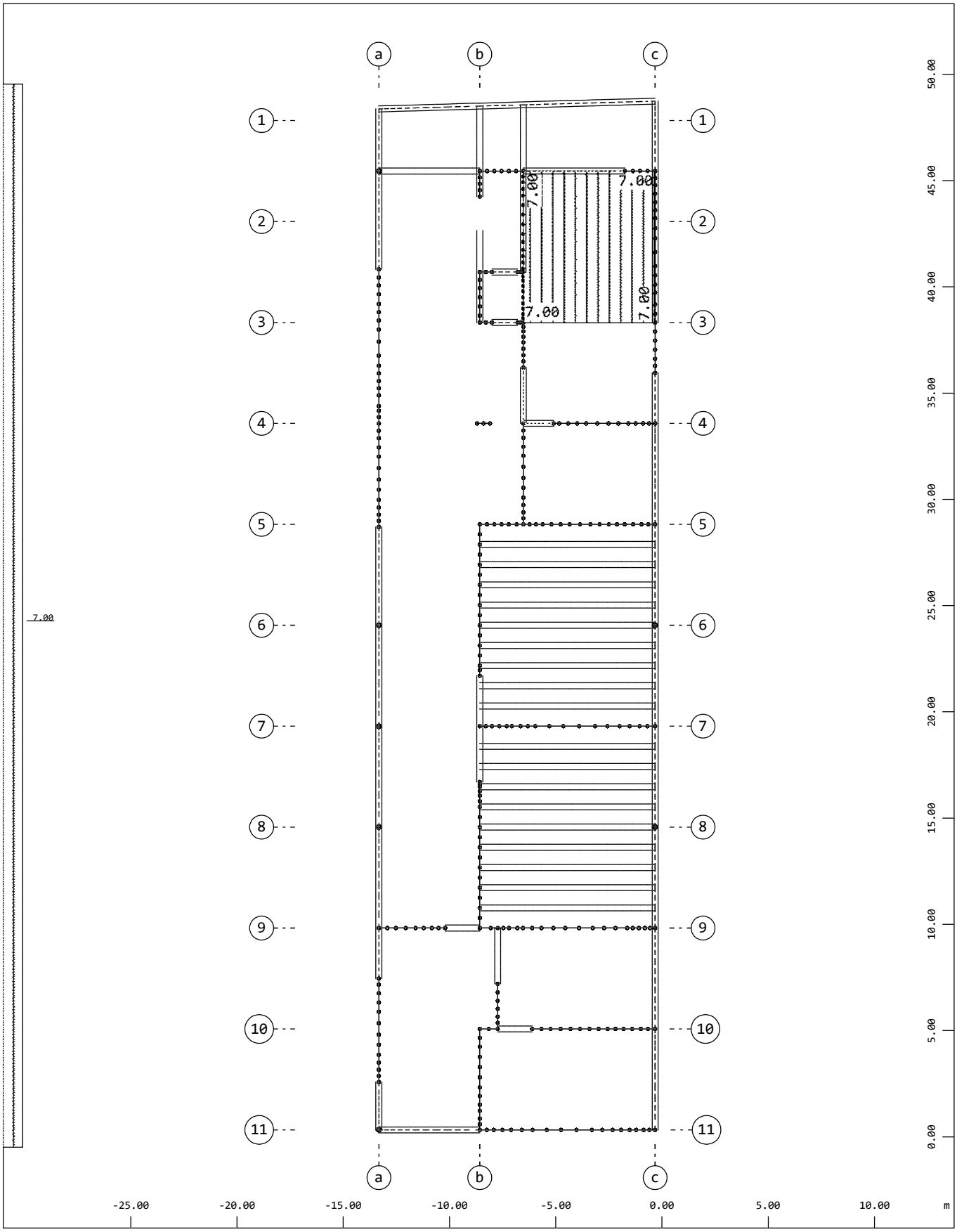


X
Z Y

Freie Flächenlast, Lastfall 28 Nutzlast und Install , (1 cm im Raum = Unit) (Kraft) in global Z (Unit=5.00 kN/m2) (Max=7.00)

M 1 : 250

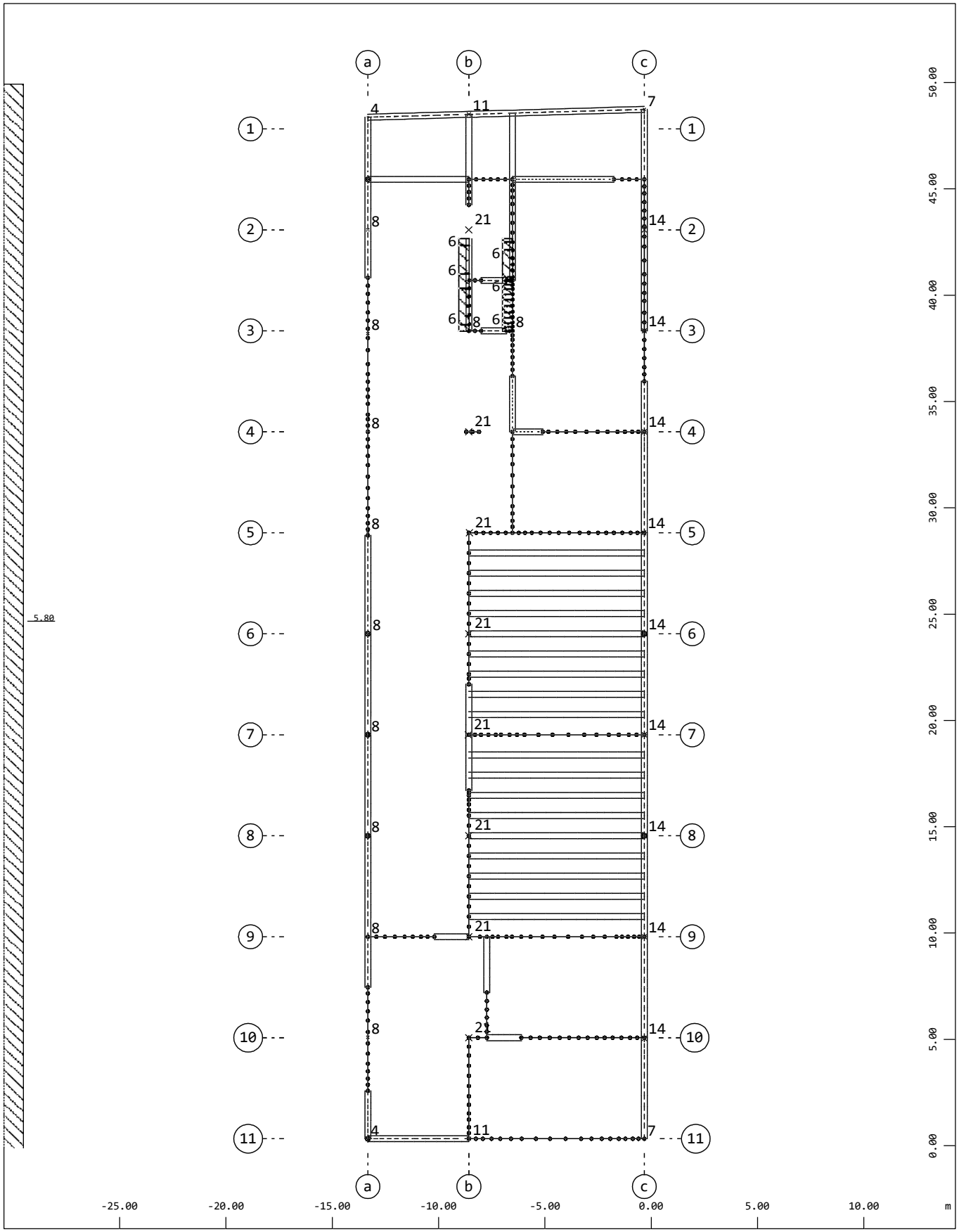
Dachdecke über EG
Einwirkungen



Freie Flächenlast, Lastfall 29 Nutzlast und Install , (1 cm im Raum = Unit) (Kraft) in global Z (Unit=5.00 kN/m2) (Max=7.00)

M 1 : 250

Dachdecke über EG
Einwirkungen



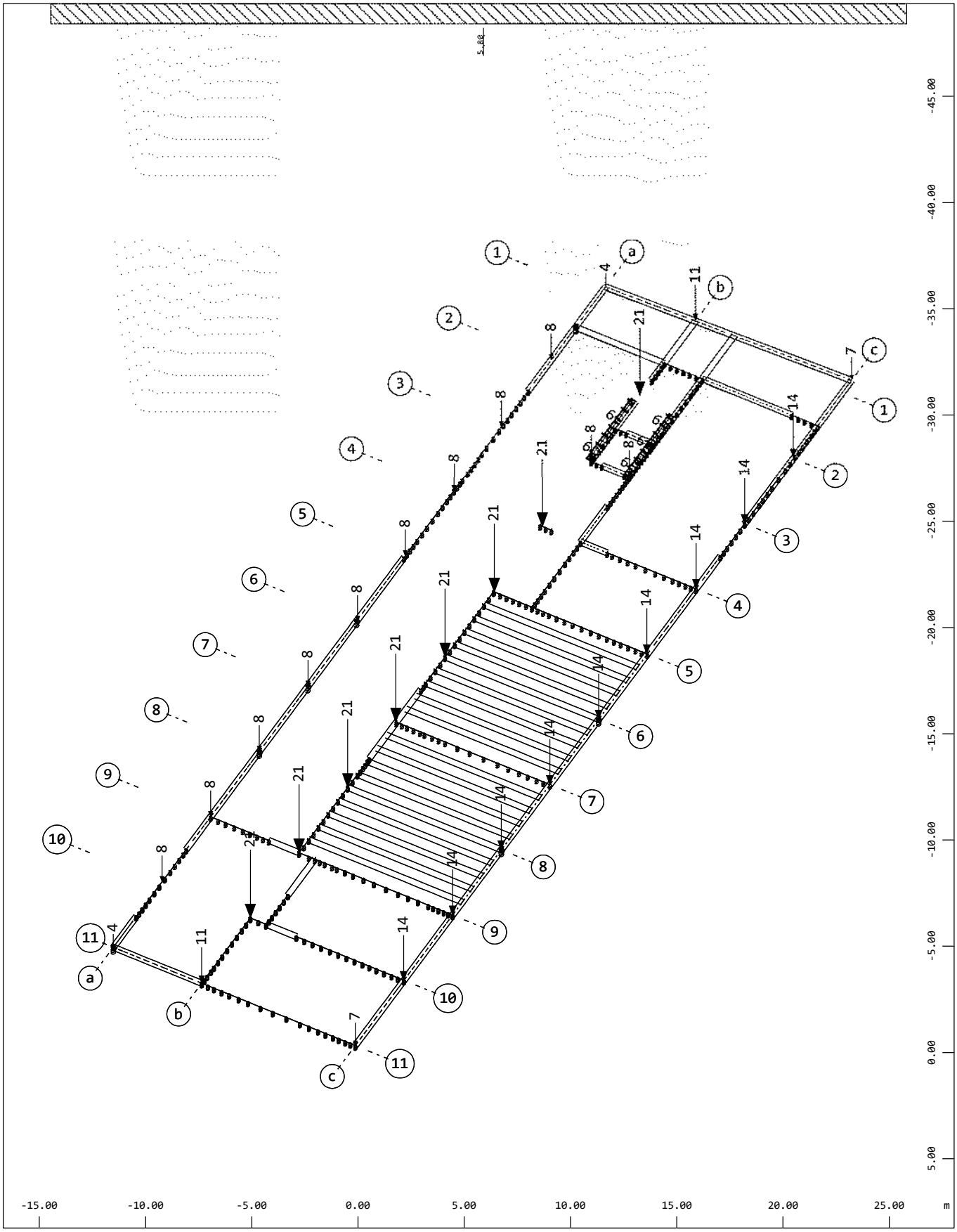
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

X
Z Y

Freie Linienlast (Kraft), Lastfall 30 Nutzlast div. , (1 cm im Raum = Unit) in global Z
(Unit=31.6 kN/m) (Max=5.80)
Freie Einzellast, Lastfall 30 Nutzlast div. , (1 cm im Raum = Unit) (Kraft) in global Z

M 1 : 250

Dachdecke über EG
Einwirkungen

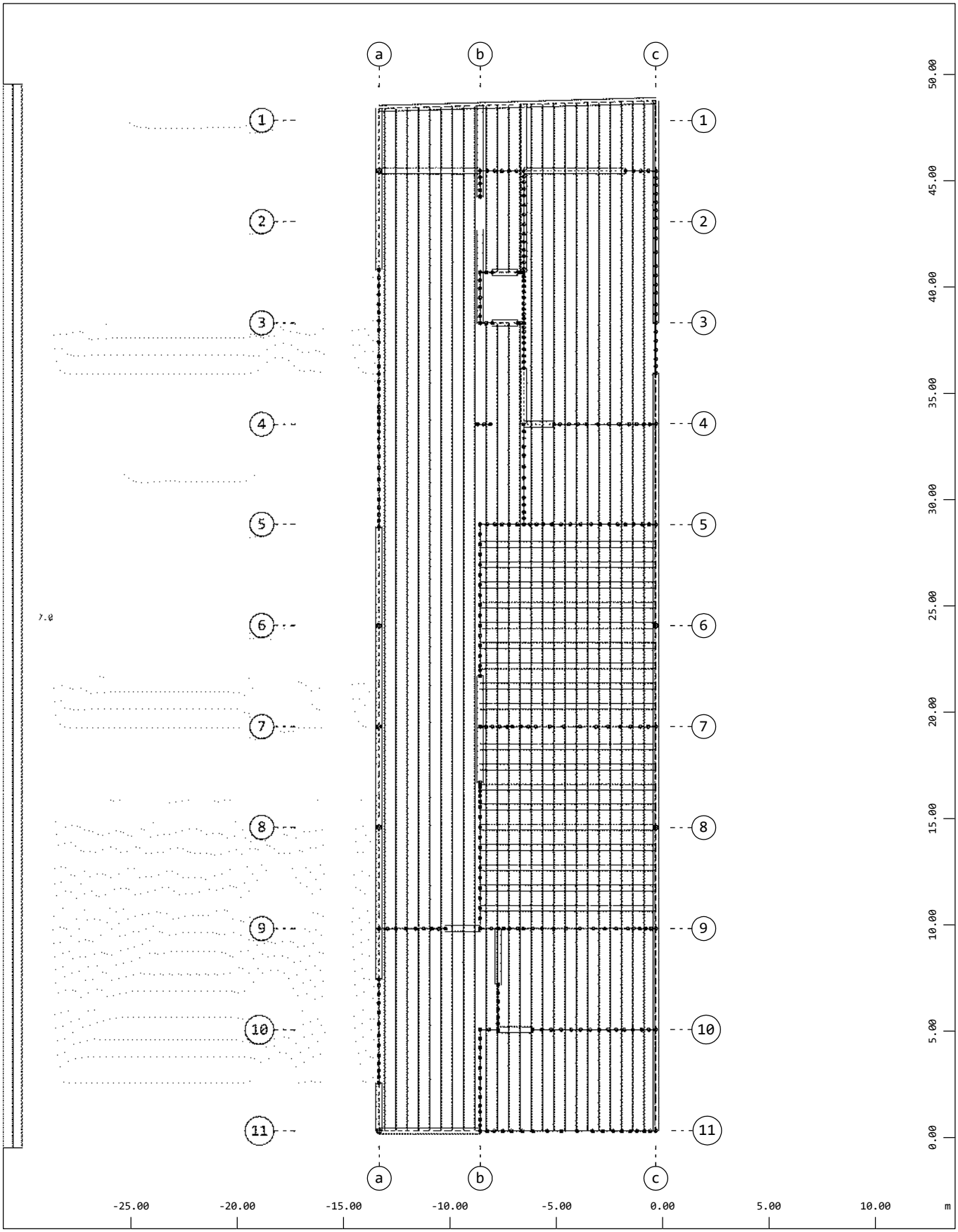


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Freie Linienlast (Kraft) in global Z, Lastfall 30 Nutzlast div. , 1 cm im Raum = 57.1
kN/m (Max=5.80)
Freie Einzellast, Lastfall 30 Nutzlast div. , (1 cm im Raum = Unit) (Kraft) in global Z

M 1 : 250
X * 0.806
Y * 0.946
Z * 0.675

Dachdecke über EG
Einwirkungen



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

X
Z Y

Alle Lasten, Lastfall 200 Nutzlast Q LF21 bis LF30 , (1 cm im Raum = Unit) Freie Einzellast (Kraft) Vektor(Max=21.0kN), Freie Linienlast (Kraft) in global Z(Max=5.80kN/m), Freie Flächenlast (Kraft) in global Z (Unit=-1.00 kN/m2,Max=7.00)

M 1 : 250

Zur Bemessung des Systems sind folgende Überlagerungskombinationen zu bilden.

Grenzzustand der Tragfähigkeit:

Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte

Tabelle 1 Kombinationsbeiwerte (DIN EN 1990/NA, Tab. NA 1.1)

	γ - günstig	γ - ungünstig	ψ0	ψ1	ψ2
ständig	1,00	1,35			
veränderlich	0	1,50	0,7	0,5	0,3
					0

Ständige und vorübergehende Beanspruchung Ed (MAXIMA-Kombinationsvorschrift Nr. 103):

$$E_d = E\left\{\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\right\}$$

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit:

Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte

Tabelle 2 Kombinationsbeiwerte (DIN EN 1990/NA, Tab. NA 1.1)

	γ - günstig	γ - ungünstig	ψ0	ψ1	ψ2
ständig	1,00	1,00			
veränderlich	0	1,00	0,7	0,5	0,3

Quasi-ständige Beanspruchung E_d (MAXIMA-Kombinationsvorschrift Nr. 102):

$$E_{d,perm} = E\left\{\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P_k + \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\right\}$$

Seltene Beanspruchung E_d (MAXIMA-Kombinationsvorschrift Nr. 100):

$$E_{d,rare} = E\left\{\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\right\}$$

Die Einwirkungen wurden bei der Lasteingabe (SOFILOAD) definiert. Die Überlagerung mit Sicherheits- und Kombinationsbeiwerten erfolgt im Programm MAXIMA.

Das Programm ermittelt die maßgebende Schnittgröße an jedem Knoten oder Element und überlagert diese nach der maßgeblichen vorgegebenen Überlagerungsvorschrift.
Die Einwirkungen wurden bei der Lasteingabe (SOFILOAD) definiert.

Ergebnislastfälle aus MAXIMA

Die Ergebnislastfälle aus den berechneten Lastfallüberlagerungen erhalten 4-stellige Lastfallnummern. Hierbei gelten folgende Zuordnungen:

LF 11xx:
Überlagerungslastfälle für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
(seltene Kombination, MAXIMA-Kombinationsvorschrift Nr. 100), Charakteristische Auflagerkräfte

LF 13xx:
Überlagerungslastfälle für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
(quasi-ständige Kombination, MAXIMA-Kombinationsvorschrift Nr. 102), Rissweite

LF 13xx:
Überlagerungslastfälle für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
(quasi-ständige Kombination, MAXIMA-Kombinationsvorschrift Nr. 102), Durchbiegungen

LF 21xx:
Überlagerungslastfälle für den Grenzzustand der Tragfähigkeit
MAXIMA-Kombinationsvorschrift Nr. 103

Die Einer- und die Zehnerziffer der Überlagerungslastfälle haben dabei folgende Bedeutung:

xx01 - xx10	mx, my, mxy, qx, qy Plattenschnittgrößen, max, min
xx21 - xx30	STVZ, STMY Stabschnittgrößen, max, min
xx45 - xx48	P, M Federkräfte bzw. Momente, max, min
xx55 - xx60	PZ, MXX, MYY Auflagerreaktionen am Knoten, max, min
xx67 - xx70	RPZ, RMN Auflagerreaktionen Randelemente, max, min
xx75 - xx76	uz Knotenverformungen, max, min

Zur Kontrolle und zur Lastweiterleitung werden ergänzend zu den von MAXIMA erzeugten Lastfallüberlagerungen manuell folgende Lastkombinationen gebildet (Überlagerung der Lastfälle jeweils 1,0-fach):

Summe Lasten

LF 100 EGZ 1,0 „G Summe“
LC 10 bis 13

LF 200 EGZ 0 „Q Summe“
LC 21 bis 30

Dachdecke über EG

```
  1 +PROG ASE
  2 $ Dat : \\lapbfs01\...\Dachdecke_über_EG.dat  (#004)          19.09.2023
  3 $ Job : B-MEIER:000315                                             15:03
  4 KOPF DACHDECKE
  5 KOPF 'Stütz- und Schnittgrößen 1.0-fach'
  6 ECHO VOLL NEIN
  7 ECHO LSUM JA; ECHO PLAB NEIN
  8 LF 100  EGZ 1.0 BEZ 'LF10 bis LF13'
  9   LC 11
 10   LC 12
 11   LC 13
 12 LF 200  BEZ 'Nutzlast Q LF21 bis LF30'
 13   LC 21
 14   LC 22
 15   LC 23
 16   LC 24
 17   LC 25
 18   LC 26
 19   LC 27
 20   LC 28
 21   LC 29
 22   LC 30
 23   ENDE
```

Dachdecke über EG
Dachdecke
Stütz- und Schnittgrößen 1.0-fach

Summe der Lasten

Lastfall	Σ(Lasten)			Bezeichnung
	X[kN]	Y[kN]	Z[kN]	
100	0.0	0.0	8602.8	LF10 bis LF13
200	0.0	0.0	4831.3	Nutzlast Q LF21 bis LF30

Dachdecke über EG

Standardnorm ist EuroNorm: DIN EN 1990:2002 (NA:2012) Grundlagen der Tragwerksplanung (Germany) V 2022

Kombinationsvorschrift Nummer 100

GZG charakteristisch (selten)
Überlagerung nach Handbuch MAXIMA Formel 2.4

$$E_{d,rare} = E\left\{\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus Q_{k,1} \oplus \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\right\}$$

Ergebnislastfälle Typ GZG charakteristisch (selten)

Lastfallauswahl und Einwirkungen

		Überlagerungsfaktoren									
Act	Part	γ-u	γ-f	γ-a	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\psi_1$inf			Bezeichnung
	LF								Fakt	Typ	
G	G	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			Eigengewicht
	10								1.00	PERM	Eigengewicht
	11								1.00	PERM	Ausbaulasten
	12								1.00	PERM	Ausbaulasten
	13								1.00	PERM	Ausbaulasten
Q	Q	1.00	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00			Veränderliche Last
	21								1.00	COND	Nutzlast und Install
	22								1.00	COND	Nutzlast und Install
	23								1.00	COND	Nutzlast und Install
	24								1.00	COND	Nutzlast und Install
	25								1.00	COND	Nutzlast und Install
	26								1.00	COND	Nutzlast und Install
	27								1.00	COND	Nutzlast und Install
	28								1.00	COND	Nutzlast und Install
	29								1.00	COND	Nutzlast und Install
	30								1.00	COND	Nutzlast div

Act	Einwirkung	Fakt	Faktor für Lastfall
Part	Einteilung der Einwirkung	Typ	Lastfalltyp
γ-u,γ-f,γ-a	Teilsicherheitsfaktoren ungünstig/günstig/außergewöhnlich	PERM	ständige Last einwirkungsweise
ψ_0,ψ_1,ψ_2,$\psi_1$inf	Kombinationsbeiwerte	COND	bedingte Last
LF	Lastfallnummer		

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
1155	100	MAXR-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1156	100	MINR-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1157	100	MAXR-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1158	100	MINR-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1159	100	MAXR-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1160	100	MINR-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1167	100	MAXR-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
1168	100	MINR-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
1169	100	MAXR-M RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
1170	100	MINR-M RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
1121	100	MAXR-N STAB Kräfte in Stabelementen
1122	100	MINR-N STAB Kräfte in Stabelementen
1125	100	MAXR-VZ STAB Kräfte in Stabelementen
1126	100	MINR-VZ STAB Kräfte in Stabelementen
1127	100	MAXR-MT STAB Kräfte in Stabelementen
1128	100	MINR-MT STAB Kräfte in Stabelementen
1129	100	MAXR-MY STAB Kräfte in Stabelementen
1130	100	MINR-MY STAB Kräfte in Stabelementen
1101	100	MAXR-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1102	100	MINR-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1103	100	MAXR-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1104	100	MINR-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
1105	100	MAXR-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1106	100	MINR-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1107	100	MAXR-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1108	100	MINR-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1109	100	MAXR-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1110	100	MINR-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1101	100	MAXR-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1102	100	MINR-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1103	100	MAXR-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1104	100	MINR-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1105	100	MAXR-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1106	100	MINR-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1107	100	MAXR-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1108	100	MINR-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1109	100	MAXR-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1110	100	MINR-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1175	100	MAXR-UZ KNOT Knotenverschiebungen
1176	100	MINR-UZ KNOT Knotenverschiebungen
1177	100	MAXR-URX KNOT Knotenverschiebungen
1178	100	MINR-URX KNOT Knotenverschiebungen
1179	100	MAXR-URY KNOT Knotenverschiebungen
1180	100	MINR-URY KNOT Knotenverschiebungen

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG

Standardnorm ist EuroNorm: DIN EN 1990:2002 (NA:2012) Grundlagen der Tragwerksplanung (Germany) V 2022

Kombinationsvorschrift Nummer 101

GZG häufig

Überlagerung nach Handbuch MAXIMA Formel 2.5

$$E_{d,frequ} = E\left\{\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\right\}$$

Ergebnislastfälle Typ GZG häufig

Lastfallauswahl und Einwirkungen

		Überlagerungsfaktoren									
Act	Part	γ-u	γ-f	γ-a	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\psi_1$inf			Bezeichnung
	LF								Fakt	Typ	
G	G	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			Eigengewicht
	10								1.00	PERM	Eigengewicht
	11								1.00	PERM	Ausbaulasten
	12								1.00	PERM	Ausbaulasten
	13								1.00	PERM	Ausbaulasten
Q	Q	1.00	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00			Veränderliche Last
	21								1.00	COND	Nutzlast und Install
	22								1.00	COND	Nutzlast und Install
	23								1.00	COND	Nutzlast und Install
	24								1.00	COND	Nutzlast und Install
	25								1.00	COND	Nutzlast und Install
	26								1.00	COND	Nutzlast und Install
	27								1.00	COND	Nutzlast und Install
	28								1.00	COND	Nutzlast und Install
	29								1.00	COND	Nutzlast und Install
	30								1.00	COND	Nutzlast div

Act	Einwirkung	Fakt	Faktor für Lastfall
Part	Einteilung der Einwirkung	Typ	Lastfalltyp
γ-u,γ-f,γ-a	Teilsicherheitsfaktoren ungünstig/günstig/außergewöhnlich	PERM	ständige Last einwirkungsweise
ψ_0,ψ_1,ψ_2,$\psi_1$inf	Kombinationsbeiwerte	COND	bedingte Last
LF	Lastfallnummer		

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
1255	101	MAXF-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1256	101	MINF-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1257	101	MAXF-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1258	101	MINF-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1259	101	MAXF-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1260	101	MINF-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1267	101	MAXF-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
1268	101	MINF-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
1269	101	MAXF-M RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
1270	101	MINF-M RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
1221	101	MAXF-N STAB Kräfte in Stabelementen
1222	101	MINF-N STAB Kräfte in Stabelementen
1225	101	MAXF-VZ STAB Kräfte in Stabelementen
1226	101	MINF-VZ STAB Kräfte in Stabelementen
1227	101	MAXF-MT STAB Kräfte in Stabelementen
1228	101	MINF-MT STAB Kräfte in Stabelementen
1229	101	MAXF-MY STAB Kräfte in Stabelementen
1230	101	MINF-MY STAB Kräfte in Stabelementen
1201	101	MAXF-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1202	101	MINF-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1203	101	MAXF-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1204	101	MINF-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
1205	101	MAXF-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1206	101	MINF-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1207	101	MAXF-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1208	101	MINF-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1209	101	MAXF-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1210	101	MINF-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1201	101	MAXF-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1202	101	MINF-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1203	101	MAXF-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1204	101	MINF-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1205	101	MAXF-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1206	101	MINF-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1207	101	MAXF-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1208	101	MINF-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1209	101	MAXF-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1210	101	MINF-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1275	101	MAXF-UZ KNOT Knotenverschiebungen
1276	101	MINF-UZ KNOT Knotenverschiebungen
1277	101	MAXF-URX KNOT Knotenverschiebungen
1278	101	MINF-URX KNOT Knotenverschiebungen
1279	101	MAXF-URY KNOT Knotenverschiebungen
1280	101	MINF-URY KNOT Knotenverschiebungen

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG

Standardnorm ist EuroNorm: DIN EN 1990:2002 (NA:2012) Grundlagen der Tragwerksplanung
(Germany) V 2022

Kombinationsvorschrift Nummer 102

GZG quasi-ständig
Überlagerung nach Handbuch MAXIMA Formel 2.7

$$E_{d,perm} = E\left\{\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\right\}$$

Ergebnislastfälle Typ GZG quasi-ständig

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
1355	102	MAXP-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1356	102	MINP-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1357	102	MAXP-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1358	102	MINP-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1359	102	MAXP-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1360	102	MINP-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1367	102	MAXP-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
1368	102	MINP-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
1369	102	MAXP-M RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
1370	102	MINP-M RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
1321	102	MAXP-N STAB Kräfte in Stabelementen
1322	102	MINP-N STAB Kräfte in Stabelementen
1325	102	MAXP-VZ STAB Kräfte in Stabelementen
1326	102	MINP-VZ STAB Kräfte in Stabelementen
1327	102	MAXP-MT STAB Kräfte in Stabelementen
1328	102	MINP-MT STAB Kräfte in Stabelementen
1329	102	MAXP-MY STAB Kräfte in Stabelementen
1330	102	MINP-MY STAB Kräfte in Stabelementen
1301	102	MAXP-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1302	102	MINP-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1303	102	MAXP-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1304	102	MINP-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1305	102	MAXP-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1306	102	MINP-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1307	102	MAXP-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1308	102	MINP-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1309	102	MAXP-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1310	102	MINP-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1301	102	MAXP-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1302	102	MINP-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1303	102	MAXP-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1304	102	MINP-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1305	102	MAXP-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1306	102	MINP-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1307	102	MAXP-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1308	102	MINP-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1309	102	MAXP-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1310	102	MINP-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1375	102	MAXP-UZ KNOT Knotenverschiebungen
1376	102	MINP-UZ KNOT Knotenverschiebungen
1377	102	MAXP-URX KNOT Knotenverschiebungen
1378	102	MINP-URX KNOT Knotenverschiebungen
1379	102	MAXP-URY KNOT Knotenverschiebungen
1380	102	MINP-URY KNOT Knotenverschiebungen

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG

Standardnorm ist EuroNorm: DIN EN 1990:2002 (NA:2012) Grundlagen der Tragwerksplanung (Germany) V 2022

Kombinationsvorschrift Nummer 103

GZT Grundkombination

Überlagerung nach Handbuch MAXIMA Formel 2.1

$$E_d = E\left\{\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}\cdot G_{k,j} \oplus \gamma_P \cdot P_k \oplus \gamma_{Q,1}\cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\cdot\psi_{0,i}\cdot Q_{k,i}\right\}$$

Ergebnislastfälle Typ GZT Grundkombination

Lastfallauswahl und Einwirkungen

		Überlagerungsfaktoren									
Act	Part	γ-u	γ-f	γ-a	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\psi_1$inf			Bezeichnung
	LF								Fakt	Typ	
G	G	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			Eigengewicht
	10								1.00	PERM	Eigengewicht
	11								1.00	PERM	Ausbaulasten
	12								1.00	PERM	Ausbaulasten
	13								1.00	PERM	Ausbaulasten
Q	Q	1.50	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00			Veränderliche Last
	21								1.00	COND	Nutzlast und Install
	22								1.00	COND	Nutzlast und Install
	23								1.00	COND	Nutzlast und Install
	24								1.00	COND	Nutzlast und Install
	25								1.00	COND	Nutzlast und Install
	26								1.00	COND	Nutzlast und Install
	27								1.00	COND	Nutzlast und Install
	28								1.00	COND	Nutzlast und Install
	29								1.00	COND	Nutzlast und Install
	30								1.00	COND	Nutzlast div

Act	Einwirkung	Fakt	Faktor für Lastfall
Part	Einteilung der Einwirkung	Typ	Lastfalltyp
γ-u,γ-f,γ-a	Teilsicherheitsfaktoren ungünstig/günstig/außergewöhnlich	PERM	ständige Last einwirkungsweise
ψ_0,ψ_1,ψ_2,$\psi_1$inf	Kombinationsbeiwerte	COND	bedingte Last
LF	Lastfallnummer		

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
2155	103	MAX-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2156	103	MIN-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2157	103	MAX-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2158	103	MIN-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2159	103	MAX-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2160	103	MIN-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2167	103	MAX-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
2168	103	MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
2169	103	MAX-M RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
2170	103	MIN-M RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
2121	103	MAX-N STAB Kräfte in Stabelementen
2122	103	MIN-N STAB Kräfte in Stabelementen
2125	103	MAX-VZ STAB Kräfte in Stabelementen
2126	103	MIN-VZ STAB Kräfte in Stabelementen
2127	103	MAX-MT STAB Kräfte in Stabelementen
2128	103	MIN-MT STAB Kräfte in Stabelementen
2129	103	MAX-MY STAB Kräfte in Stabelementen
2130	103	MIN-MY STAB Kräfte in Stabelementen
2101	103	MAX-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2102	103	MIN-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2103	103	MAX-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2104	103	MIN-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
2105	103	MAX-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2106	103	MIN-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2107	103	MAX-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2108	103	MIN-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2109	103	MAX-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2110	103	MIN-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2101	103	MAX-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
2102	103	MIN-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
2103	103	MAX-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2104	103	MIN-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2105	103	MAX-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2106	103	MIN-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2107	103	MAX-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
2108	103	MIN-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
2109	103	MAX-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2110	103	MIN-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

5.1.3 Schnittgrößen und Bemessung der Decke

5.1.3.1 Allgemeines, Verformung, Auflagerkräfte und Schnittlasten

Die Berechnungen und Bemessung erfolgen mit dem FE-Programm Sofistik. Die Generierung des FE-Netzes erfolgt mit dem Programmodul SOFiMSHC. Die grafische Ausgabe wird mit dem Programmodul WINGRAF erzeugt.

Die Durchstanznachweise werden entsprechend der DIN EN 1992-1 in mehreren Schnittführungen geführt.

Die Deckenplatte wird als schlaff bewehrte Stahlbetonflachdecke geplant.

Berechnung der Verformungen

Begrenzung der Verformungen:

Für Flachdecken erfolgt der Nachweis auf Basis der jeweils größten Stützweite.

l_{eff} = 4,75 m → $w_A = l_{eff} / 250$ = 19,0 mm (h = 20 cm)

l_{eff} = 6,11 m → $w_A = l_{eff} / 250$ = 24,4 mm (h = 25 cm)

l_{eff} = 8,25 m → $w_A = l_{eff} / 250$ = 33,0 mm (h = 20 bis 40 cm)

Übersicht über die Programmausgabe:

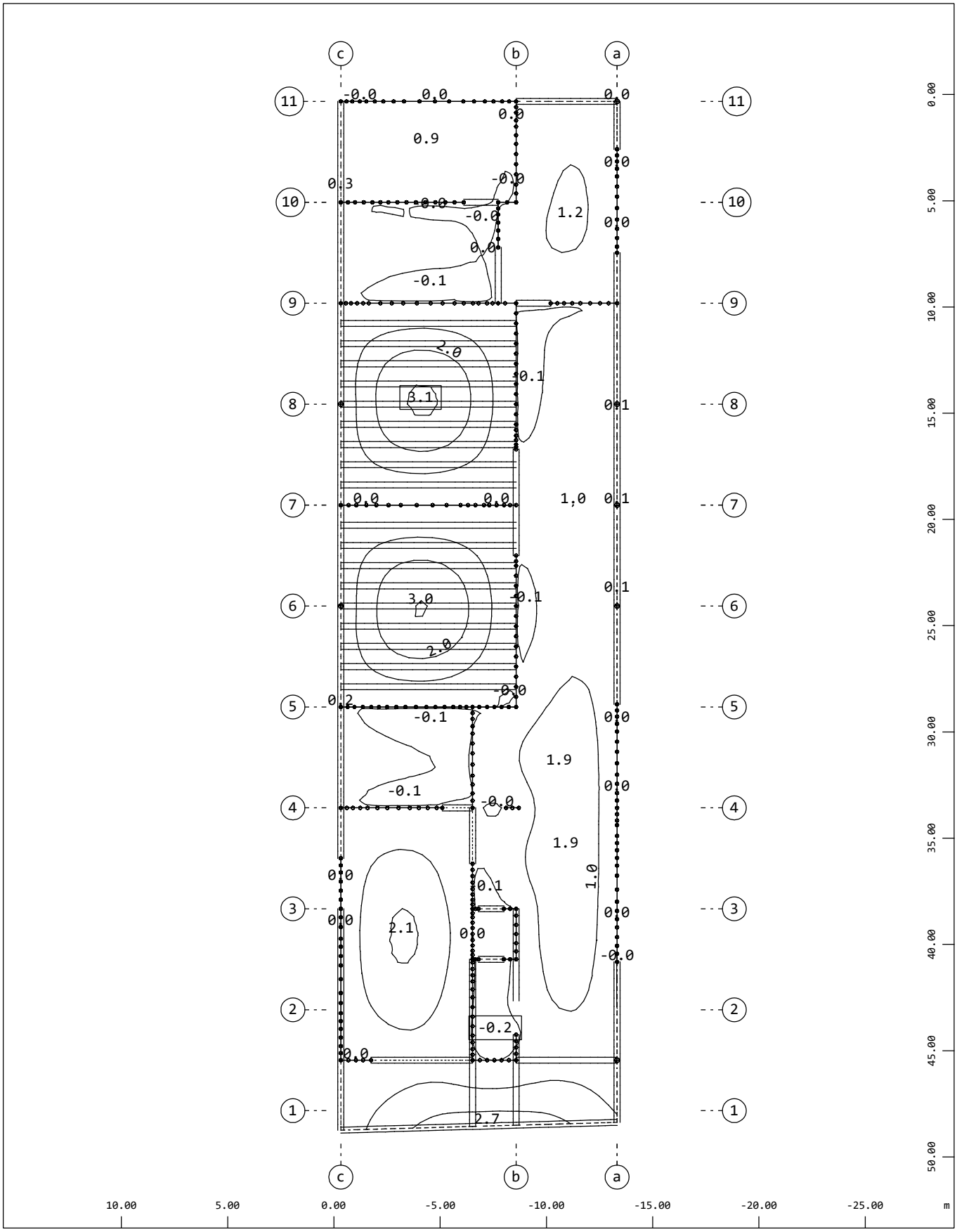
Als Ergebnisse der Berechnung werden für die **elastischen Verformungen** folgende Lastfälle ausgegeben:

- Verformungen im LF 100 — Summe G
- Verformungen im LF 200 — Summe Q
- Verformungen im LF 1375 — quasi-ständige Kombination, linear Analyse

Zur Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden sind die elastischen Verformungen mit einem Faktor von 4 bis 5 zu multiplizieren!

-Verformungen	LF 100	Werte aus „ständige Lasten“ (charakteristisch)
	LF 200	Werte aus „Nutzlasten (Volllast)“ (charakteristisch)
	LF 1375 /1376	max / min uz, GZG
-Auflagerkräfte	LF 100	Werte aus „ständige Lasten“ (charakteristisch)
	LF 200	Werte aus „Nutzlasten (Volllast)“ (charakteristisch)
	LF 2155/ 2156	Maximalwerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) Knoten
	LF 2167	Maximalwerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)
	LF 2168	Minimalwerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)
-Plattenschnittgrößen	LF 21xx	Maximalwerte Biegemoment im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)
	LF 21xx	Minimalwerte Biegemoment im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT
-Stabschnittgrößen	LF 2129	Maximalwerte Biegemoment im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)
	LF 2130	Minimalwerte Biegemoment im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)
	LF 2125	Maximalwerte Querkraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)
	LF 2126	Minimalwerte Querkraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

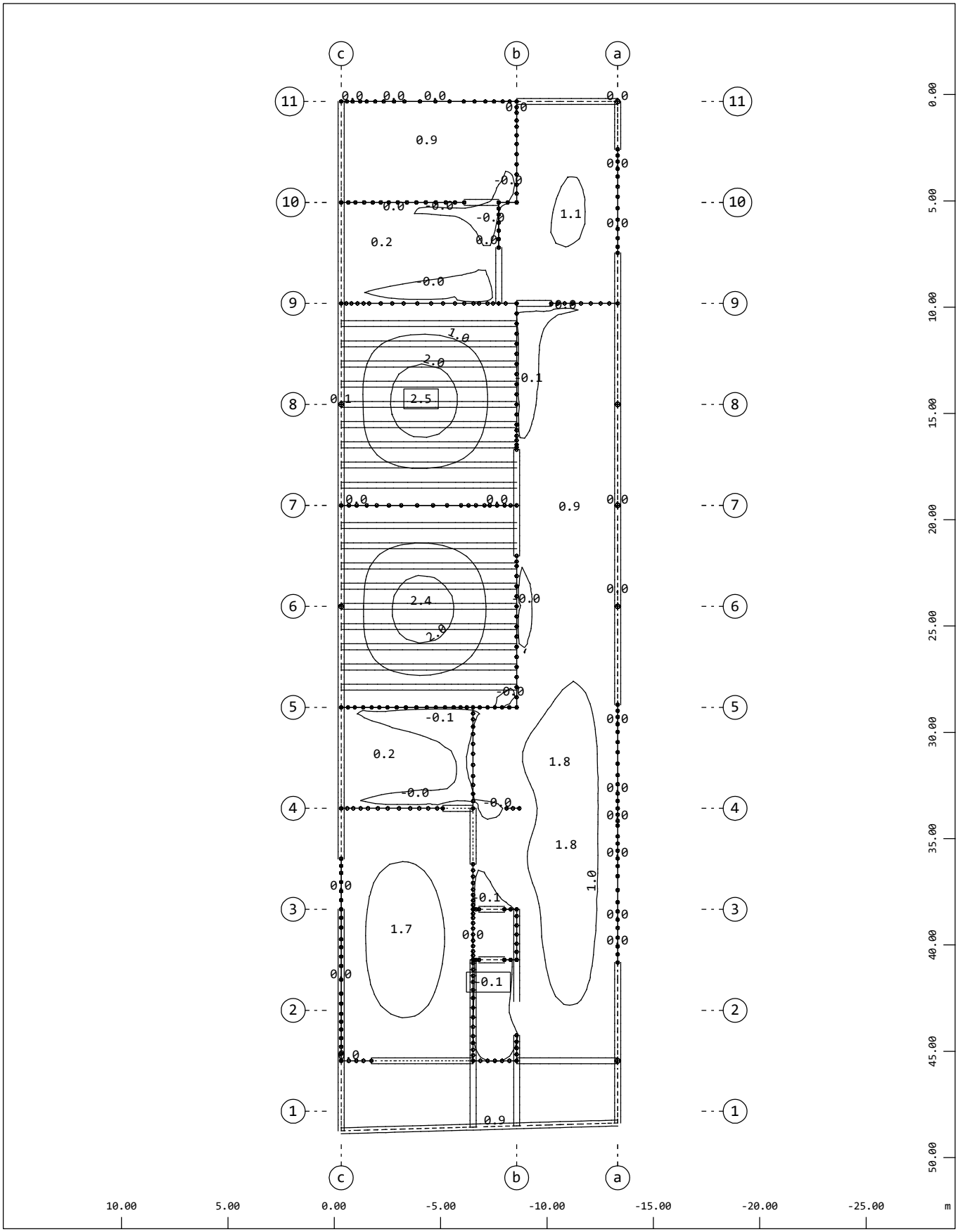
Dachdecke über EG
Verformungen



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Knotenverschiebung in global Z ⬡, Lastfall 100 LF10 bis LF13 , von -0.231 bis 3.12 M 1 : 250
Stufen 1.00 mm

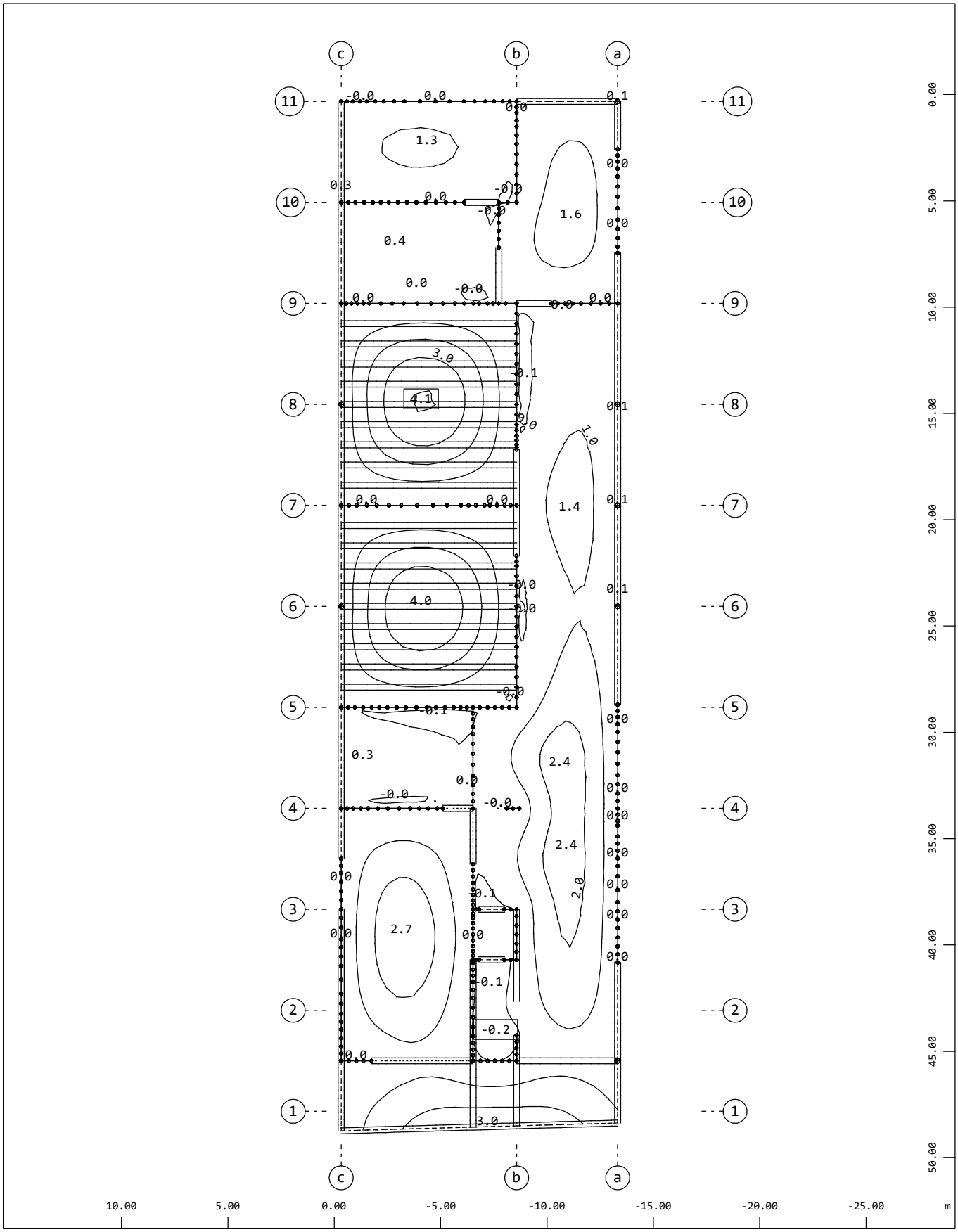
Dachdecke über EG
Verformungen



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Knotenverschiebung in global Z ⬡, Lastfall 200 Nutzlast Q LF21 bis LF30 , von -0.147 M 1 : 250
bis 2.47 Stufen 1.00 mm

Dachdecke über EG
Verformungen

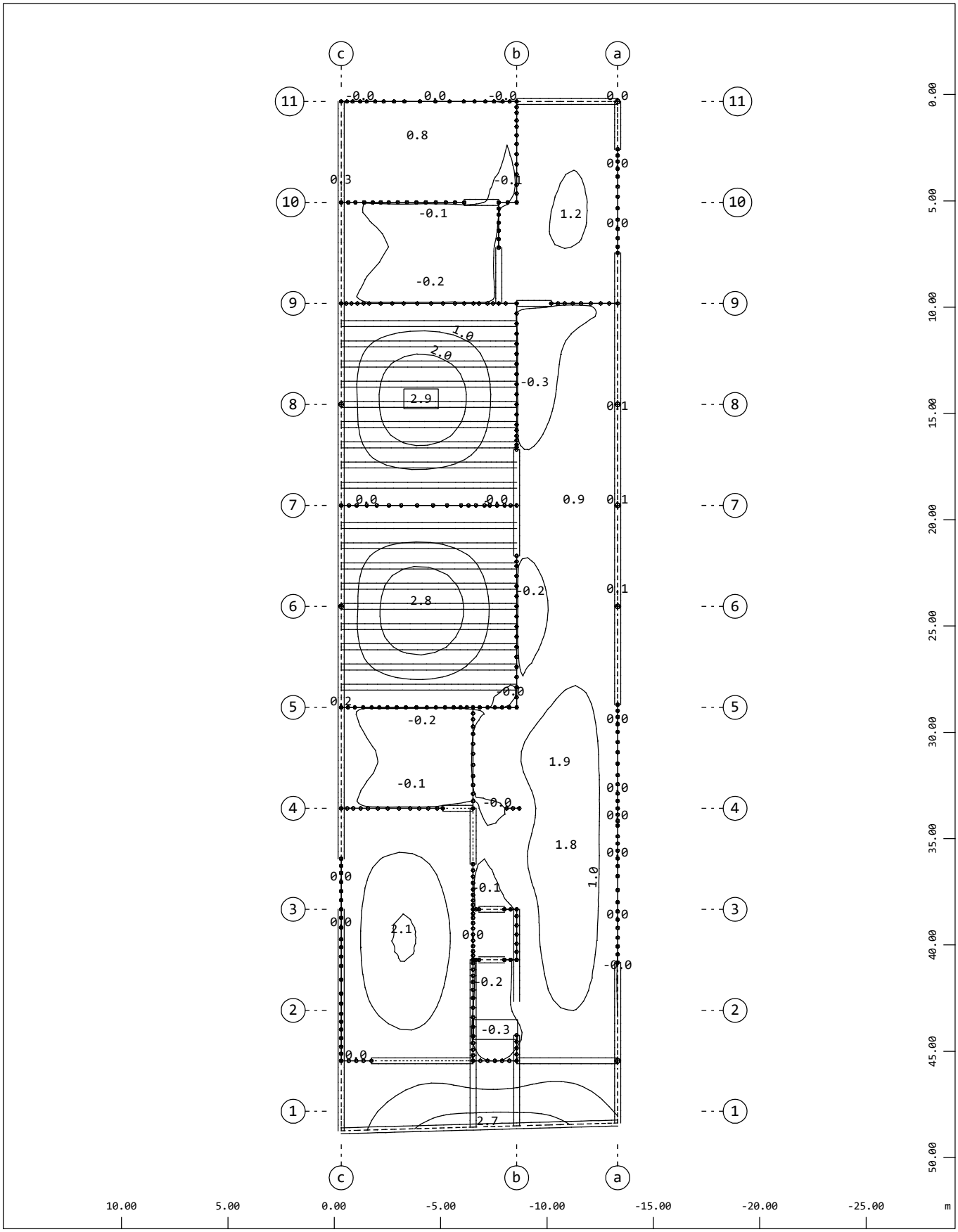


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Knotenverschiebung in global Z , Lastfall 1375 MAXP-UZ KNOT Knotenverschiebunge , von
-0.218 bis 4.09 Stufen 1.00 mm

M 1 : 250

Dachdecke über EG
Verformungen



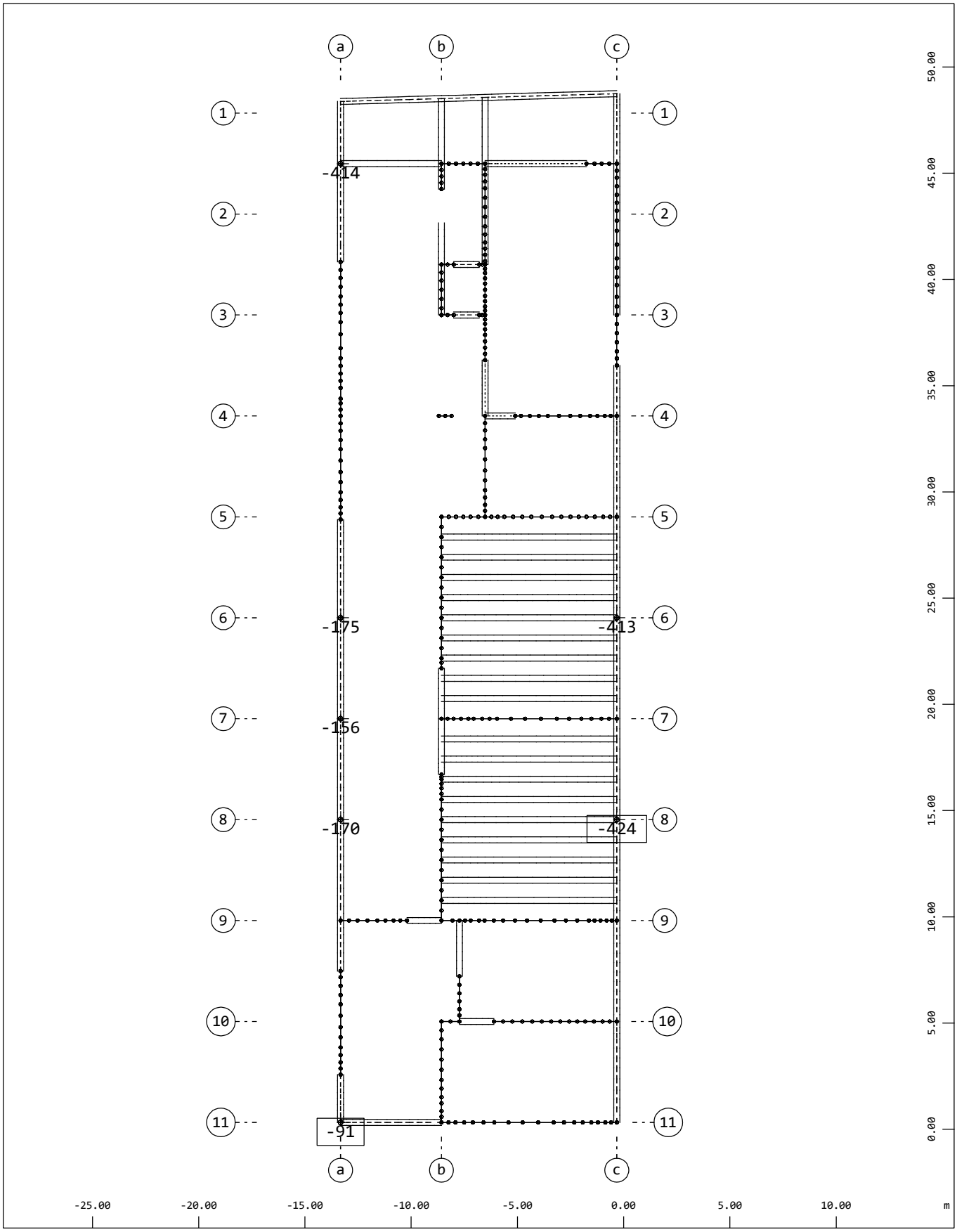
Y—Z
X

Knotenverschiebung in global Z ⬡, Lastfall 1376 MINP-UZ KNOT Knotenverschiebunge , von
-0.281 bis 2.90 Stufen 1.00 mm

M 1 : 250

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Stützenlasten

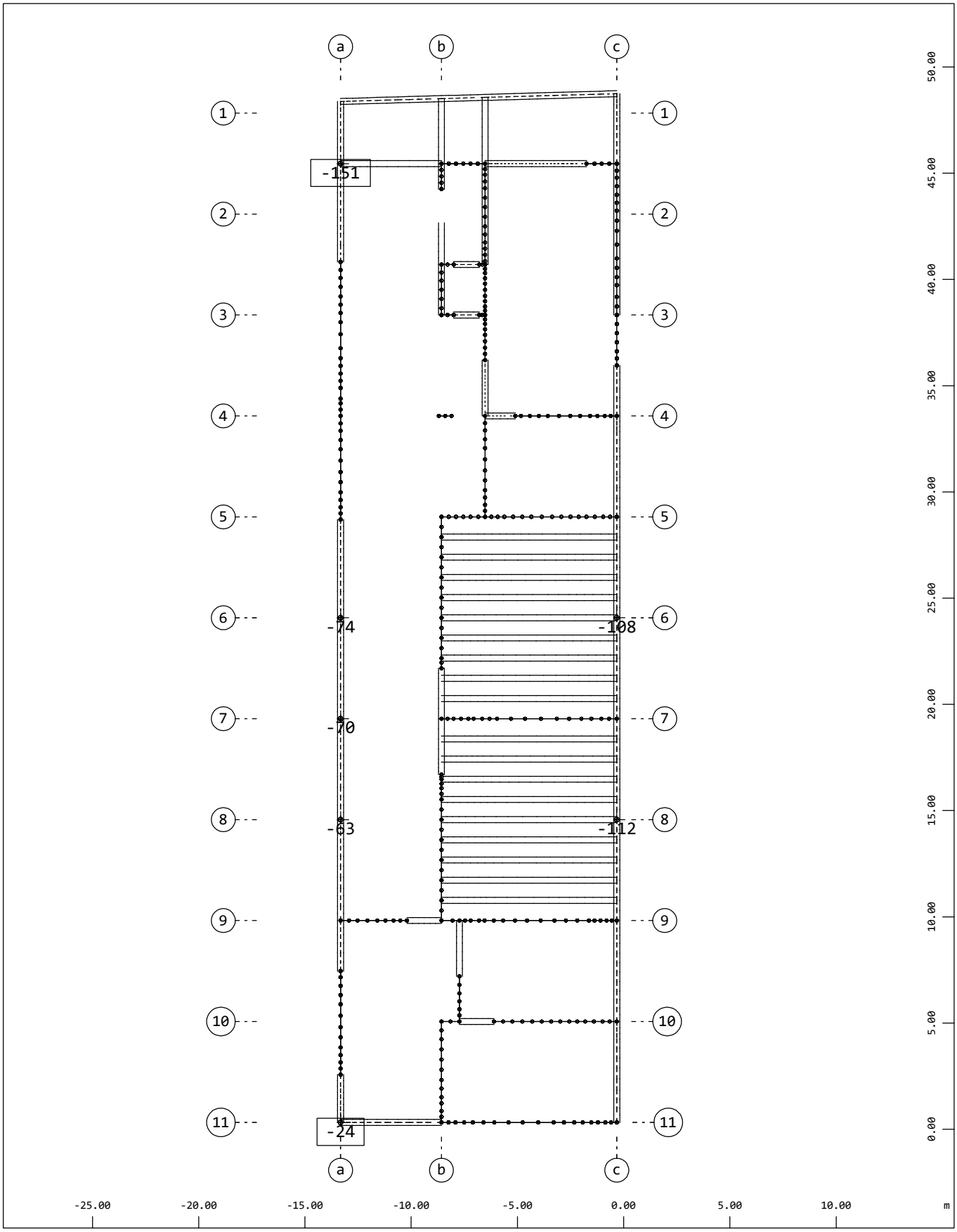


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Auflagerfedern , Federkraft in global Z in kN, Lastfall 100 LF10 bis LF13 (Min=-423.5)
(Max=0) (Summe: -1843.)

M 1 : 250

Dachdecke über EG
Stützenlasten

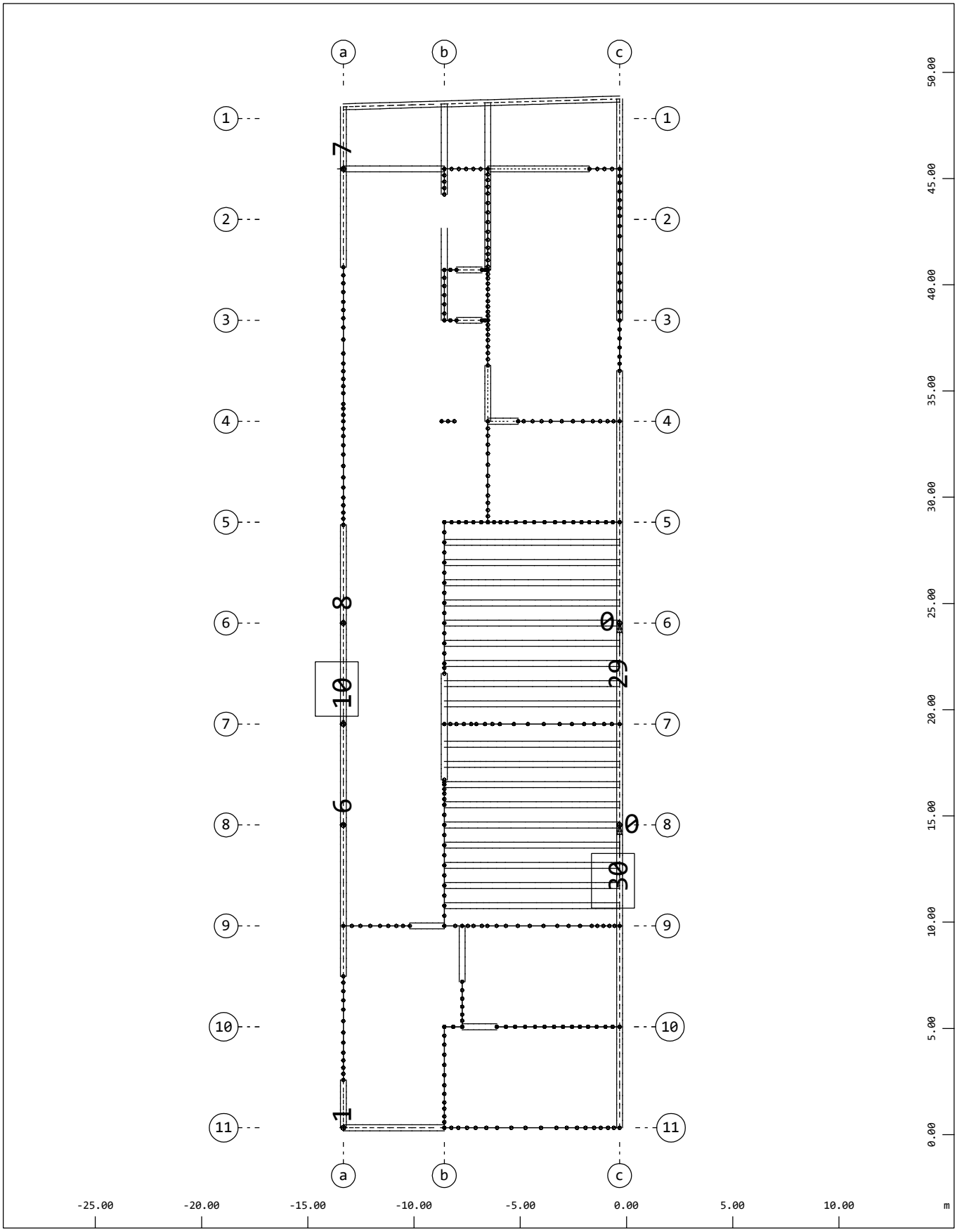


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Auflagerfedern , Federkraft in global Z in kN, Lastfall 200 Nutzlast Q LF21 bis LF30
(Min=-150.6) (Max=0) (Summe: -601.4)

M 1 : 250

Dachdecke über EG
Stützenlasten

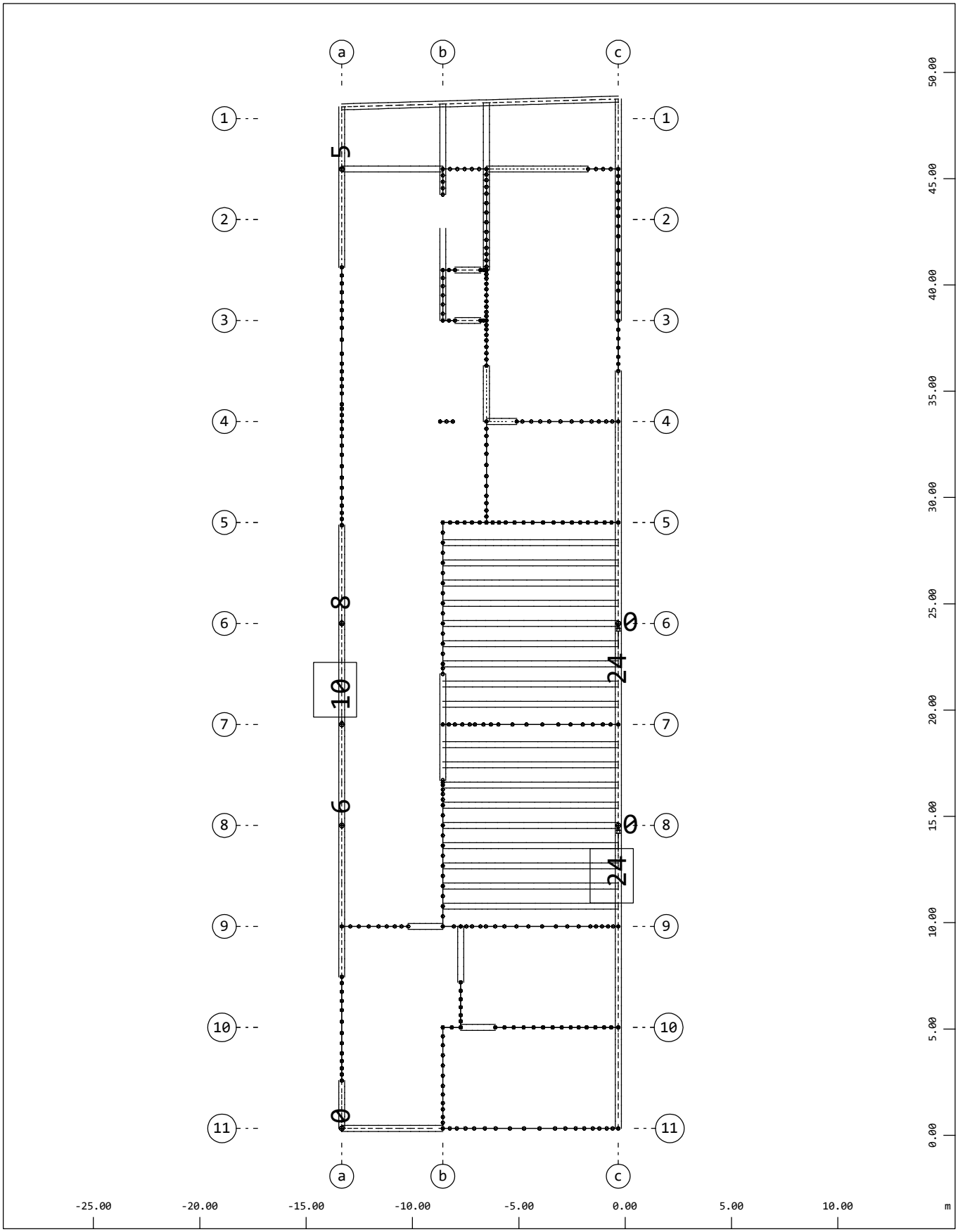


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Auflagerfedern , Federmoment, Lastfall 100 LF10 bis LF13 , 1 cm im Raum = 50.0 kNm
(Min=-10.1) (Max=29.5)

M 1 : 250

Dachdecke über EG
Stützenlasten

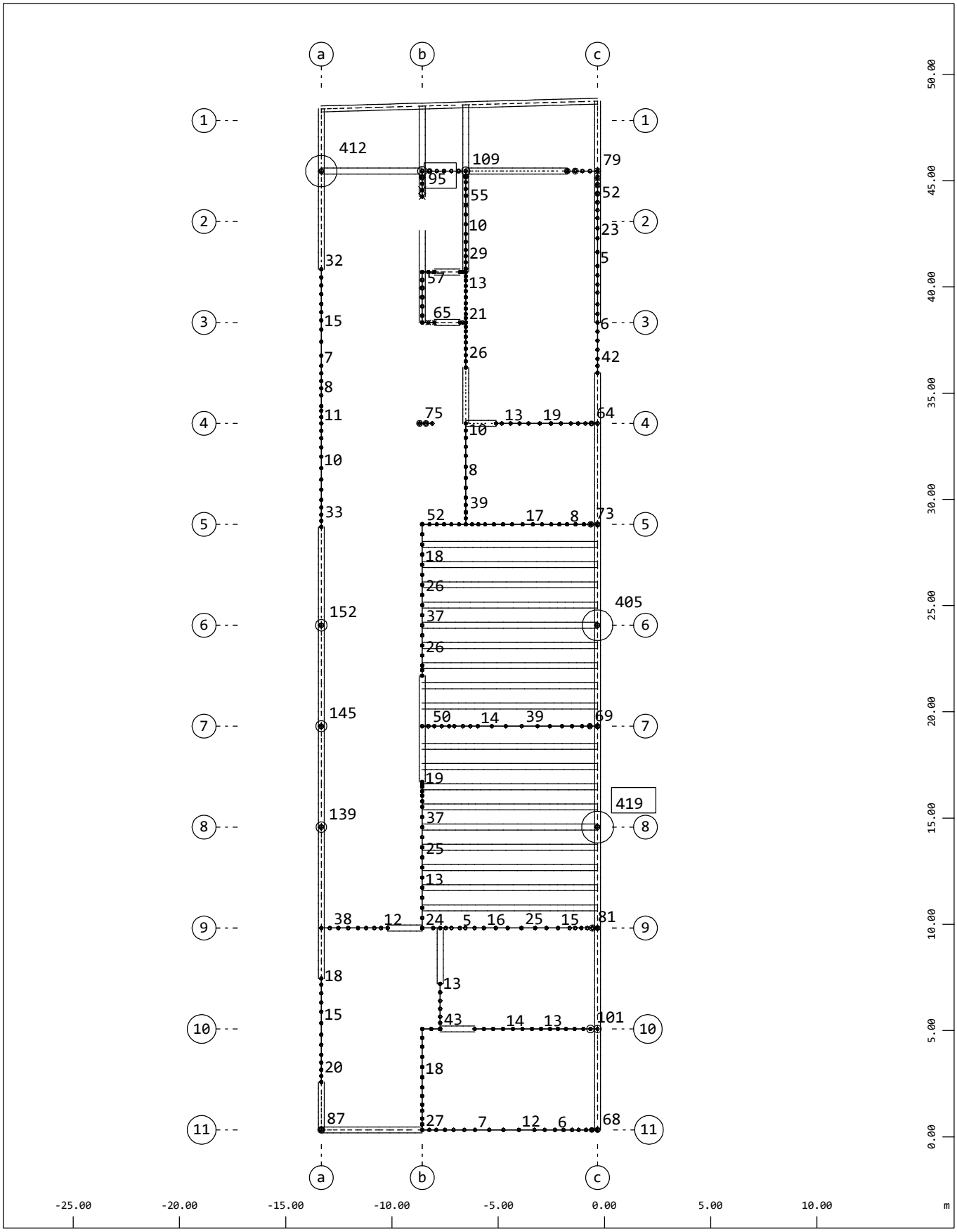


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Auflagerfedern , Federmoment, Lastfall 200 Nutzlast Q LF21 bis LF30 , 1 cm im Raum = 50.0 kNm (Min=-9.74) (Max=24.4)

M 1 : 250

Dachdecke über EG
Stützenlasten

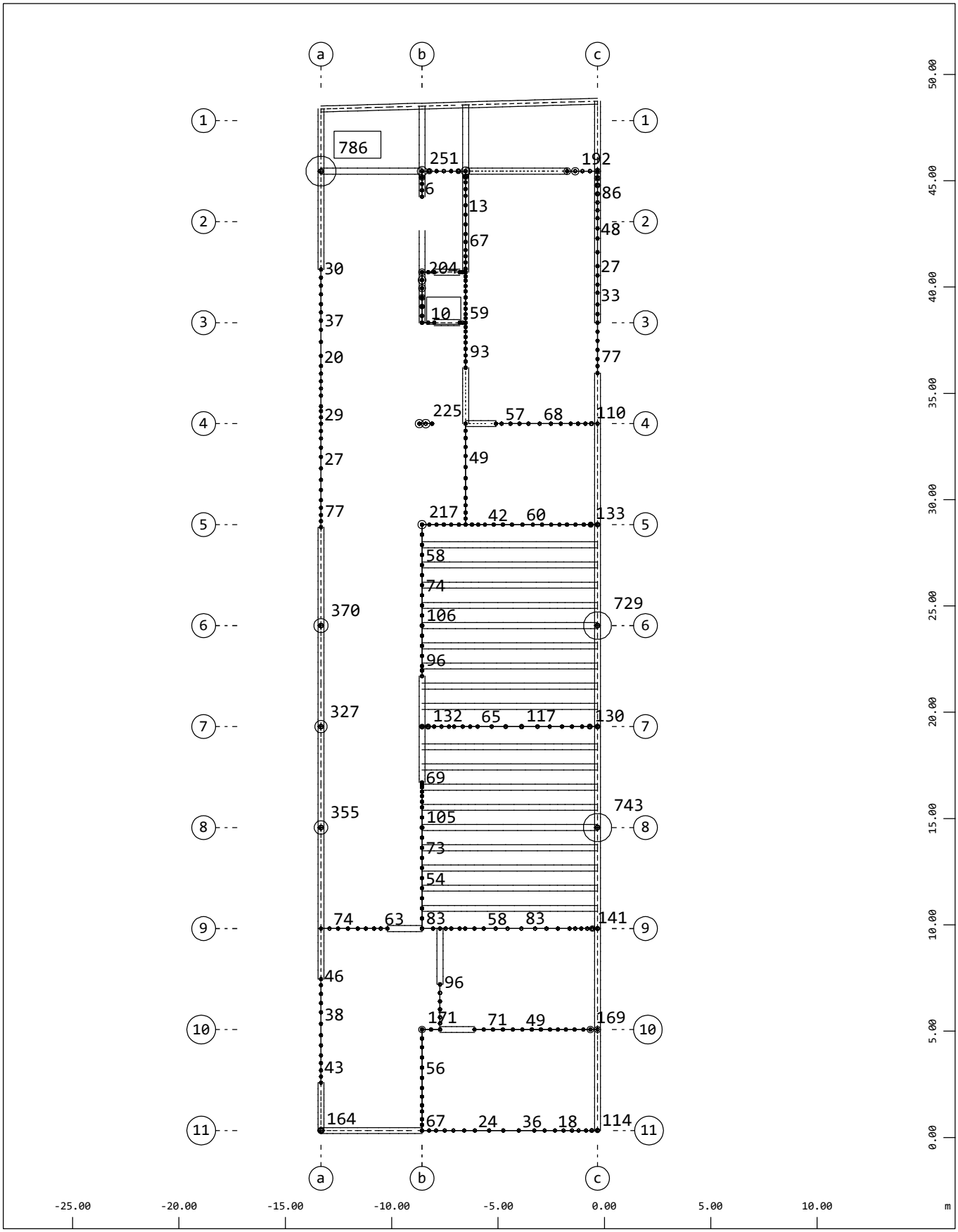


X
Z Y
Knoten , Auflagerkraft in global Z, Lastfall 2155 MAX-PZ KNOT Auflagerkräfte in K , 1
cm im Raum = 500.0 kN (Min=-419.5) (Max=94.5) (Summe: -6715.)

M 1 : 250

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Stützenlasten

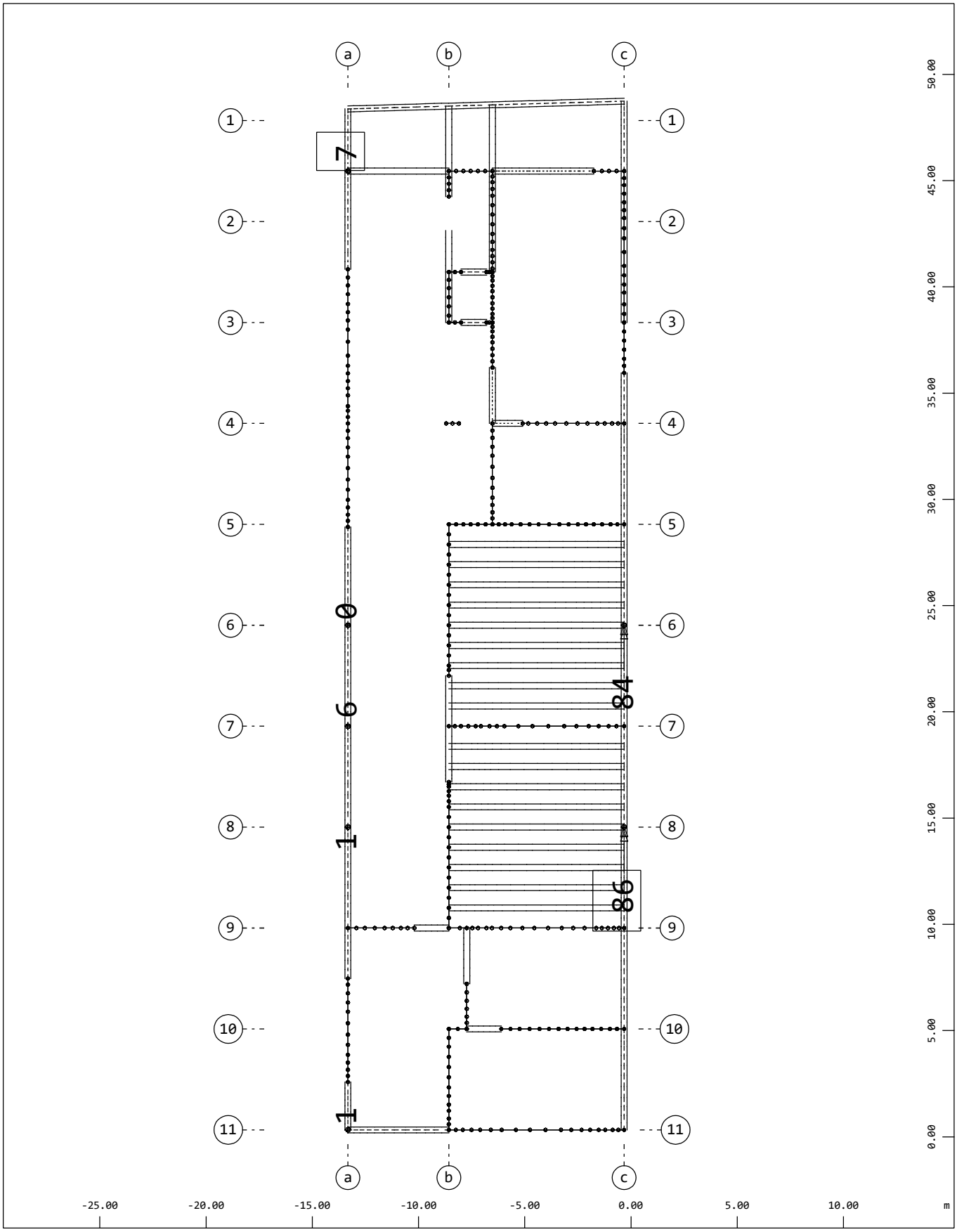


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

X
Z Y
Knoten , Auflagerkraft in global Z, Lastfall 2156 MIN-PZ KNOT Auflagerkräfte in K , 1
cm im Raum = 1000. kN (Min=-786.4) (Max=10.4) (Summe: -20748.)

M 1 : 250

Dachdecke über EG
Stützenlasten



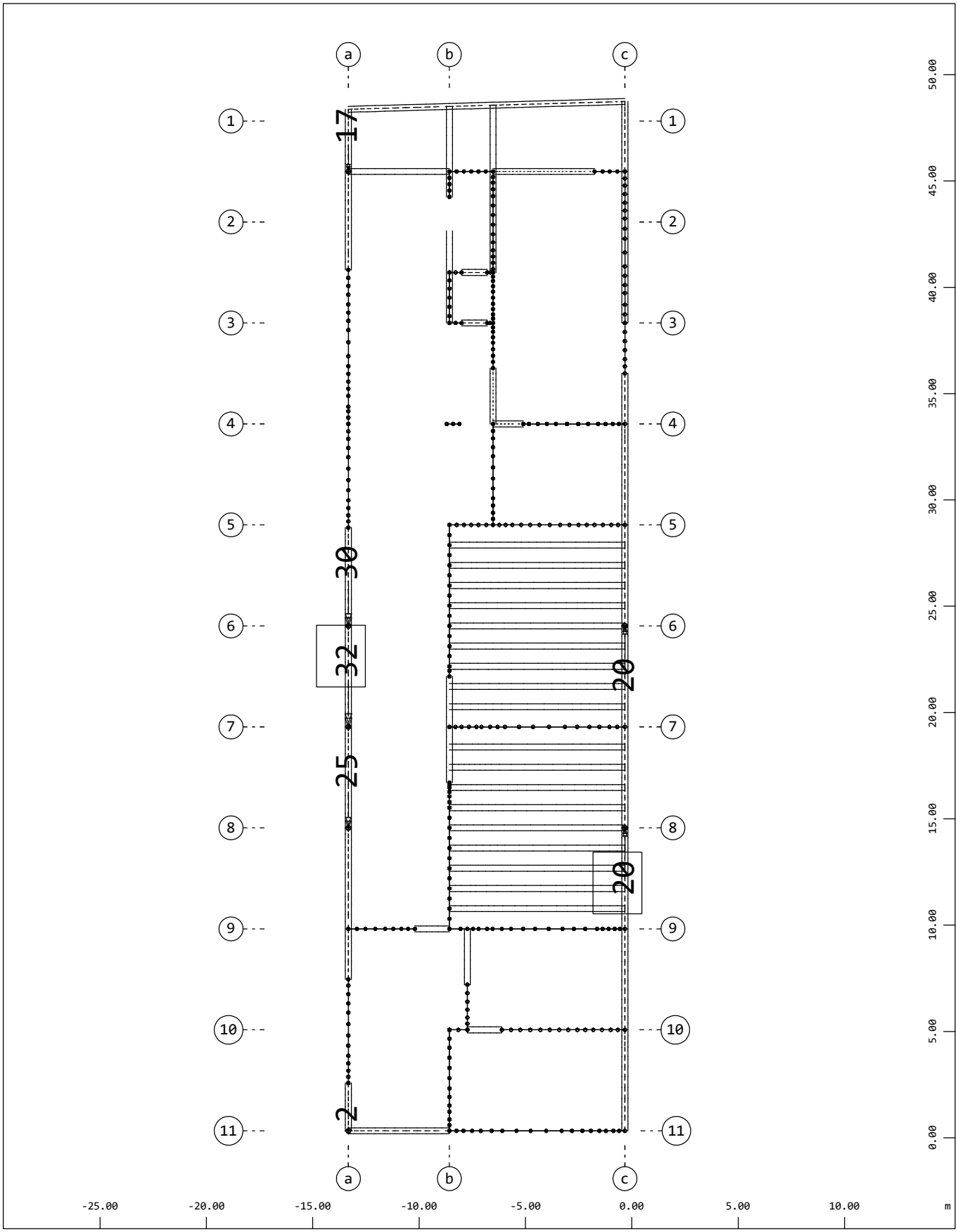
X
Z Y

Knoten , Auflagermoment um global X, Lastfall 2157 MAX-MX KNOT Auflagerkräfte in K , 1
cm im Raum = 98.0 kNm (Min=-7.12) (Max=85.8) (Summe: 156.3)

M 1 : 250

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Stützenlasten



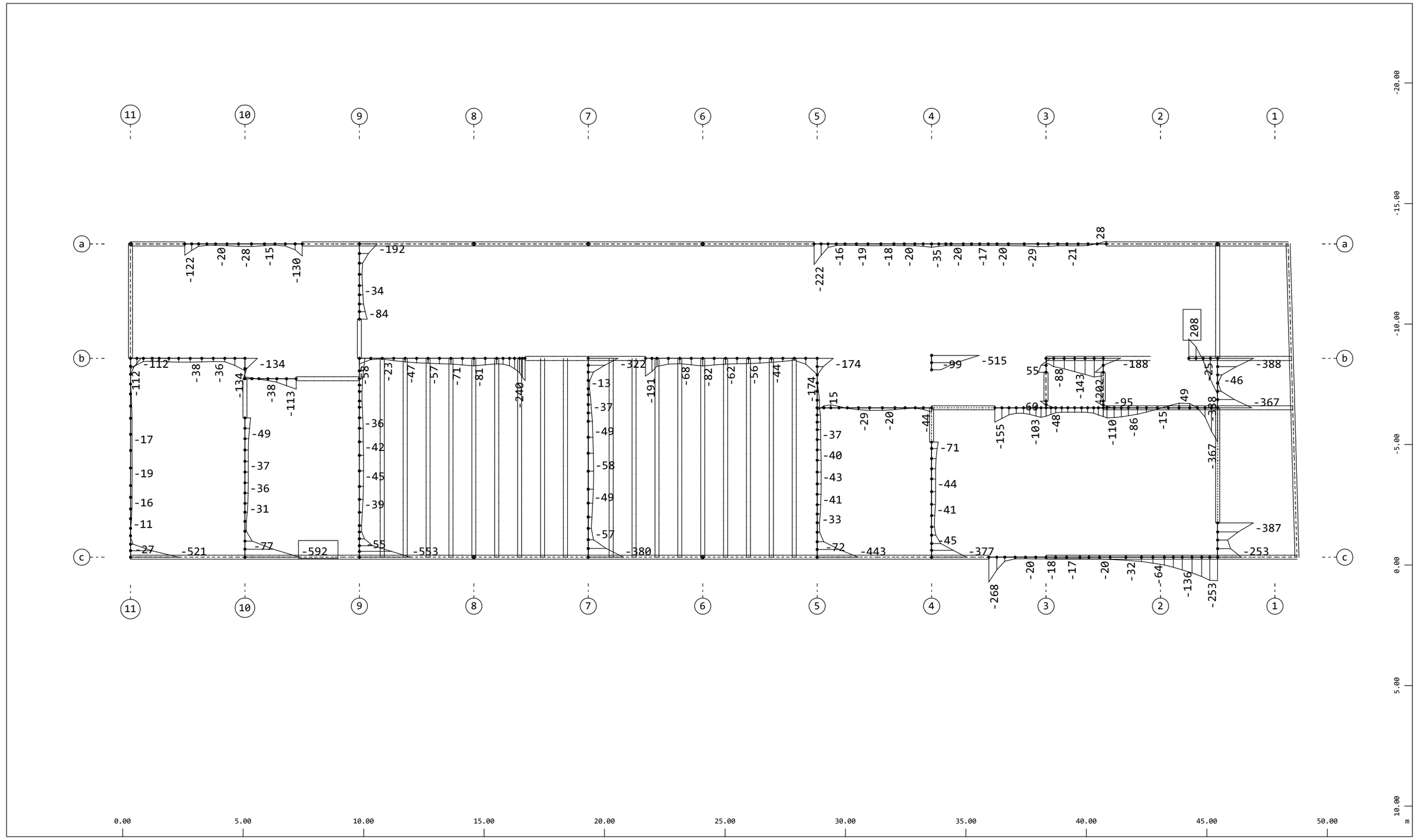
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

X
Z Y

Knoten , Auflagermoment um global X, Lastfall 2158 MIN-MX KNOT Auflagerkräfte in K , 1
cm im Raum = 39.2 kNm (Min=-31.9) (Max=20.3) (Summe: -65.8)

M 1 : 250

Dachdecke über EG
Auflagerkräfte



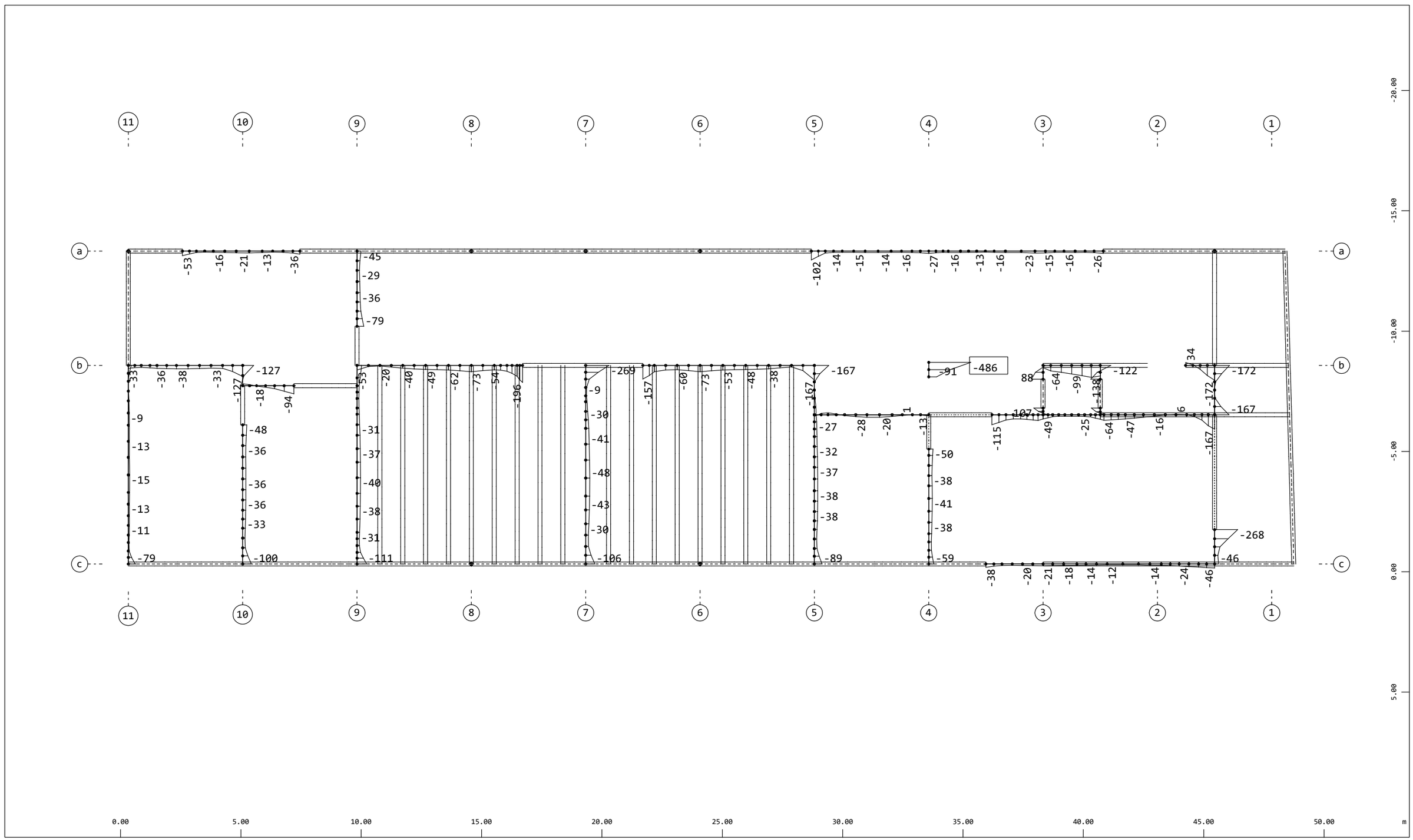
Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 100 LF10 bis LF13 , 1 cm im Raum = 390.6 kN/m (Min=-592.2) (Max=208.3)

M 1 : 150

Z
Y X

SOFISTIK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Auflagerkräfte

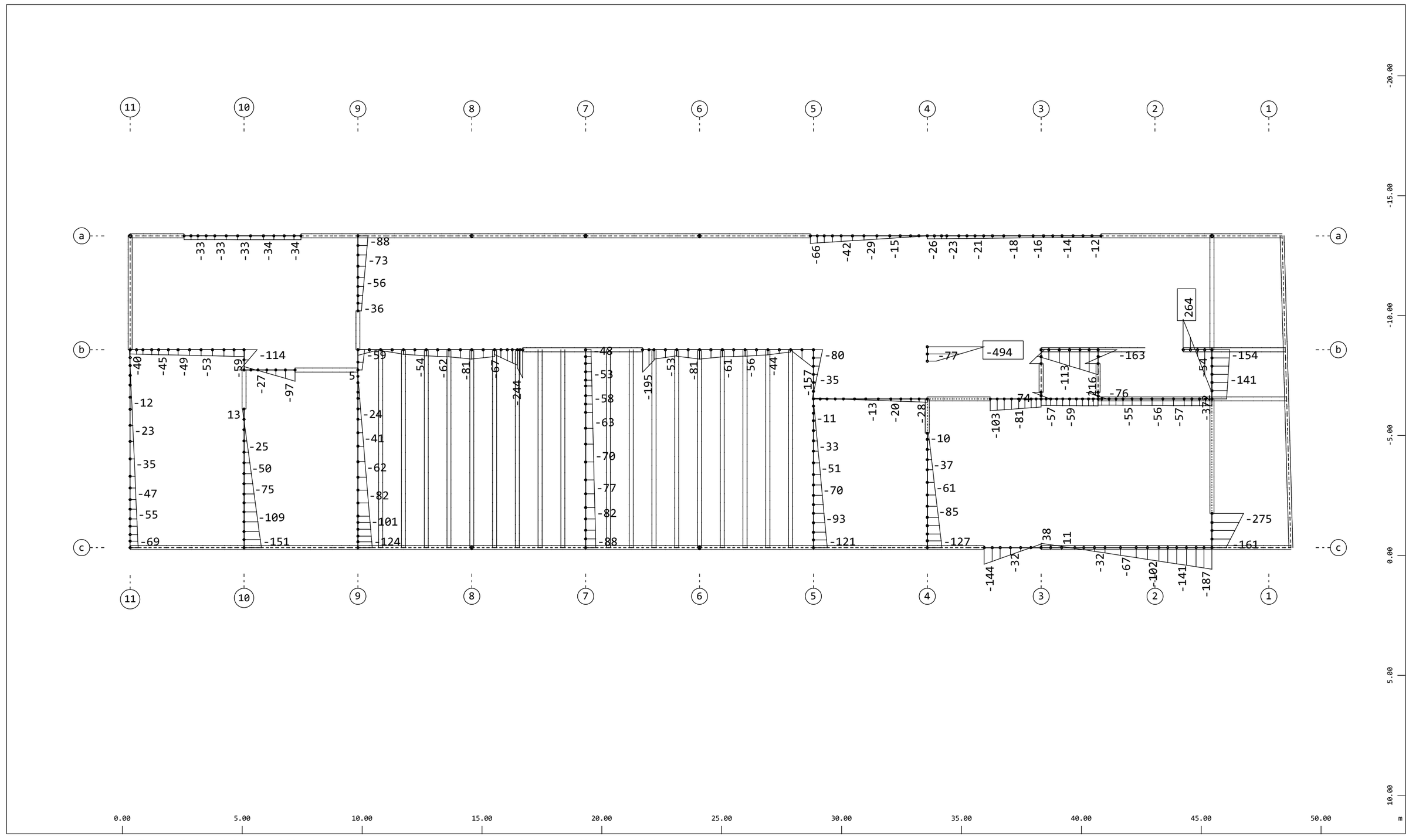


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 200 Nutzlast Q LF21 bis LF30 , 1 cm im Raum = 418.0 kN/m (Min=-486.5) (Max=136.3)

M 1 : 150

Dachdecke über EG
Auflagerkräfte



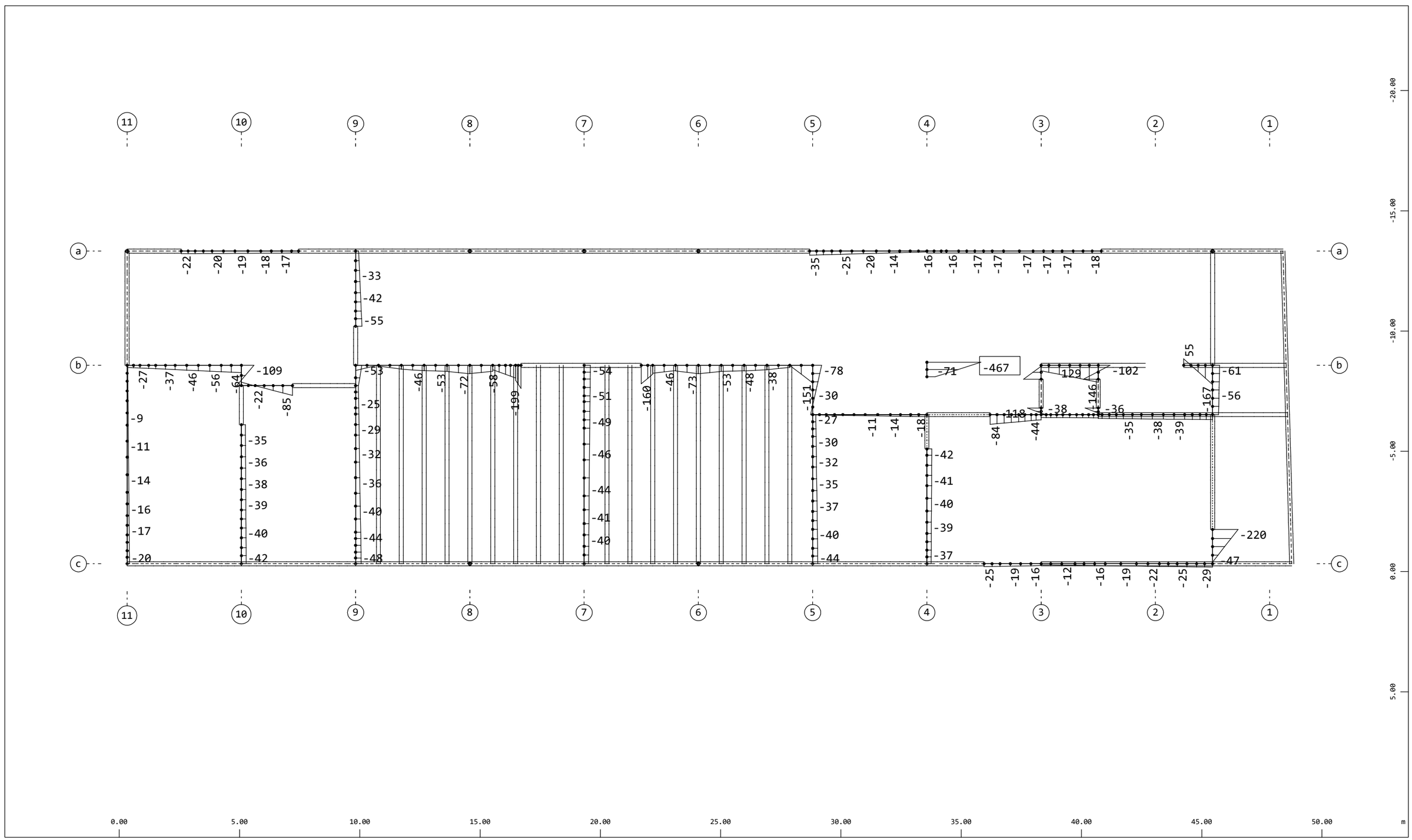
Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 100 LF10 bis LF13 , 1 cm im Raum = 312.5 kN/m (Min=-493.5) (Max=263.9)

M 1 : 150

Z X
Y

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Auflagerkräfte



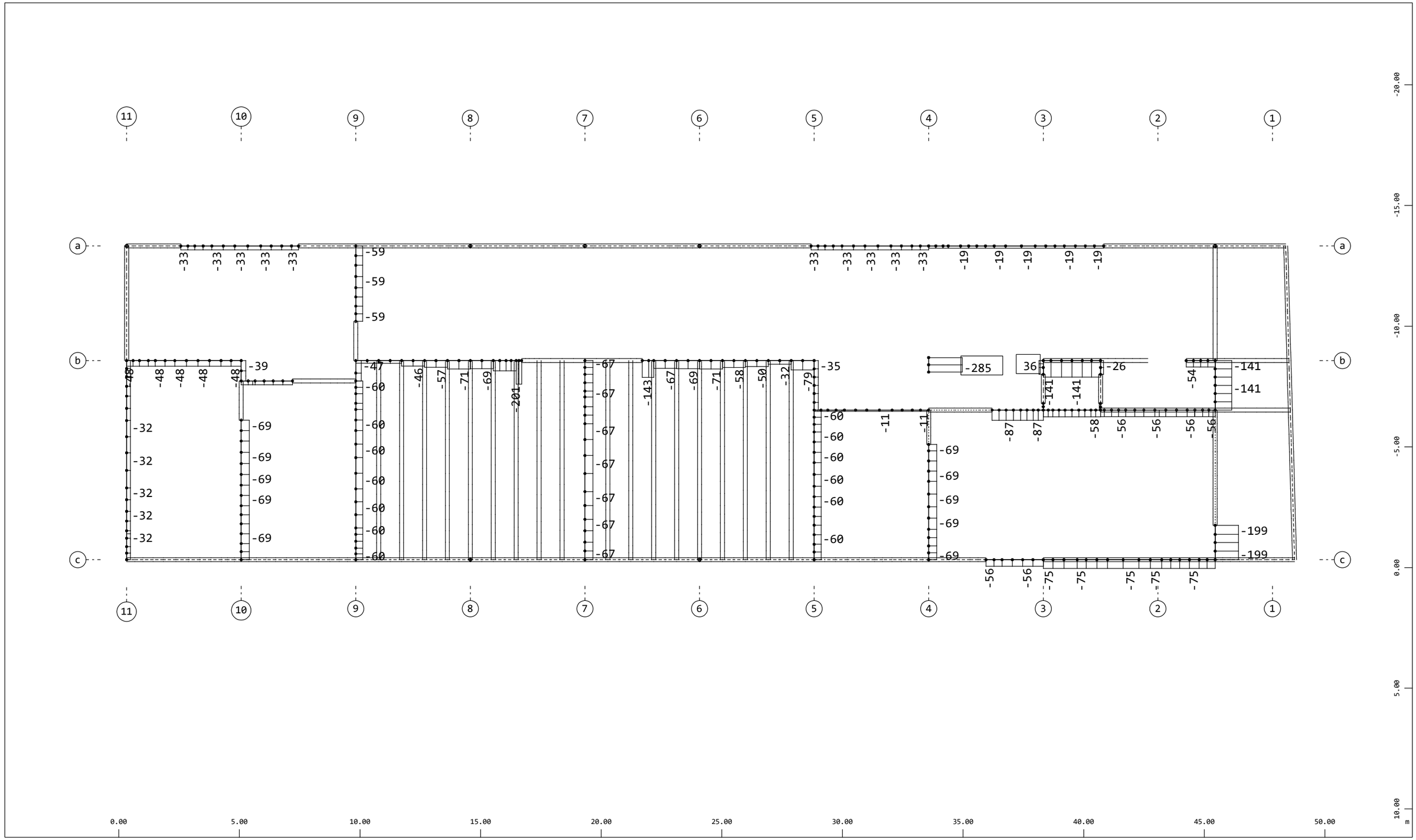
Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 200 Nutzlast Q LF21 bis LF30 , 1 cm im Raum = 312.5 kN/m (Min=-466.5) (Max=153.1)

M 1 : 150

Z X
Y

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Auflagerkräfte



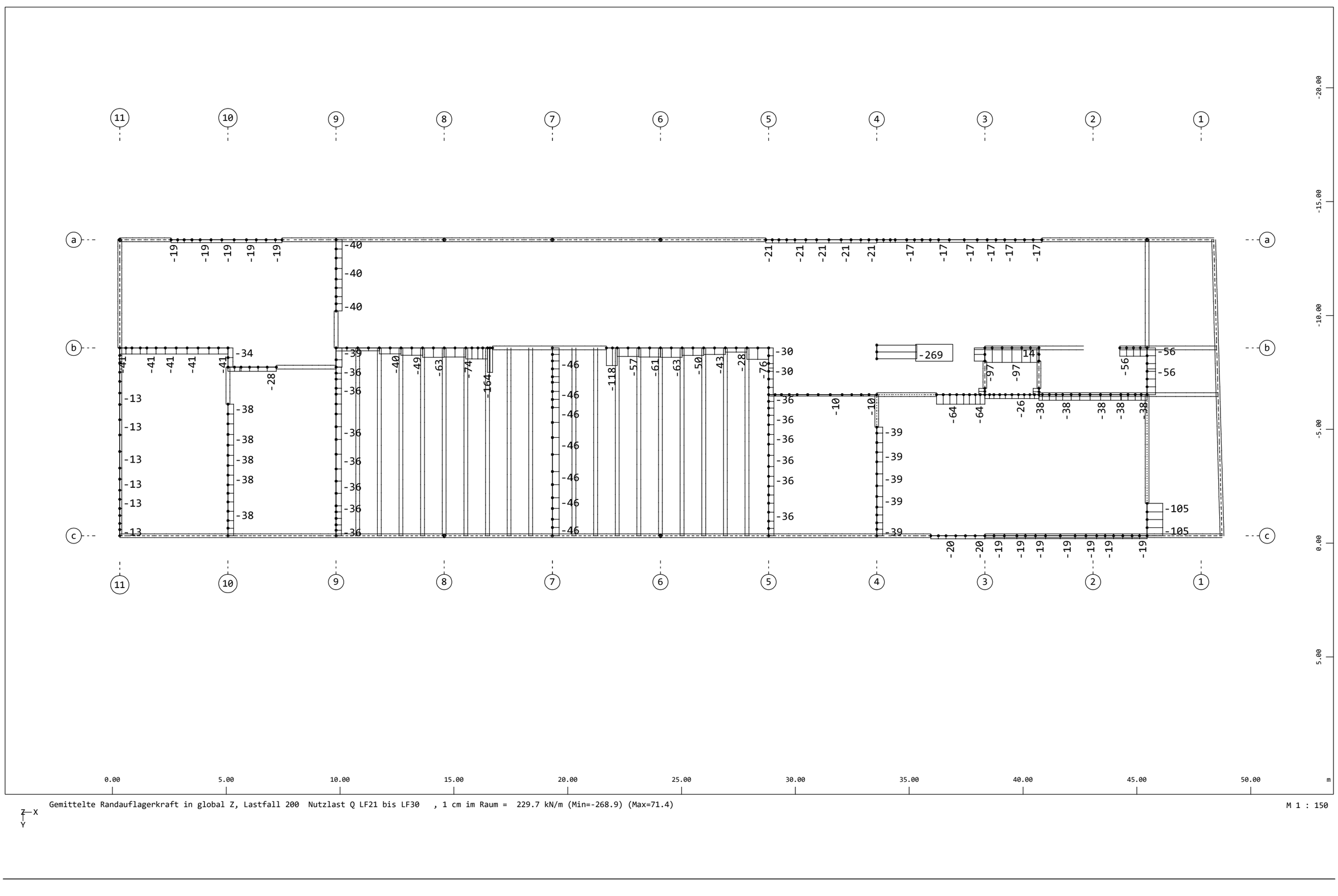
Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 100 LF10 bis LF13 , 1 cm im Raum = 307.8 kN/m (Min=-285.4) (Max=36.1)

M 1 : 150

Z—X
|
Y

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Auflagerkräfte



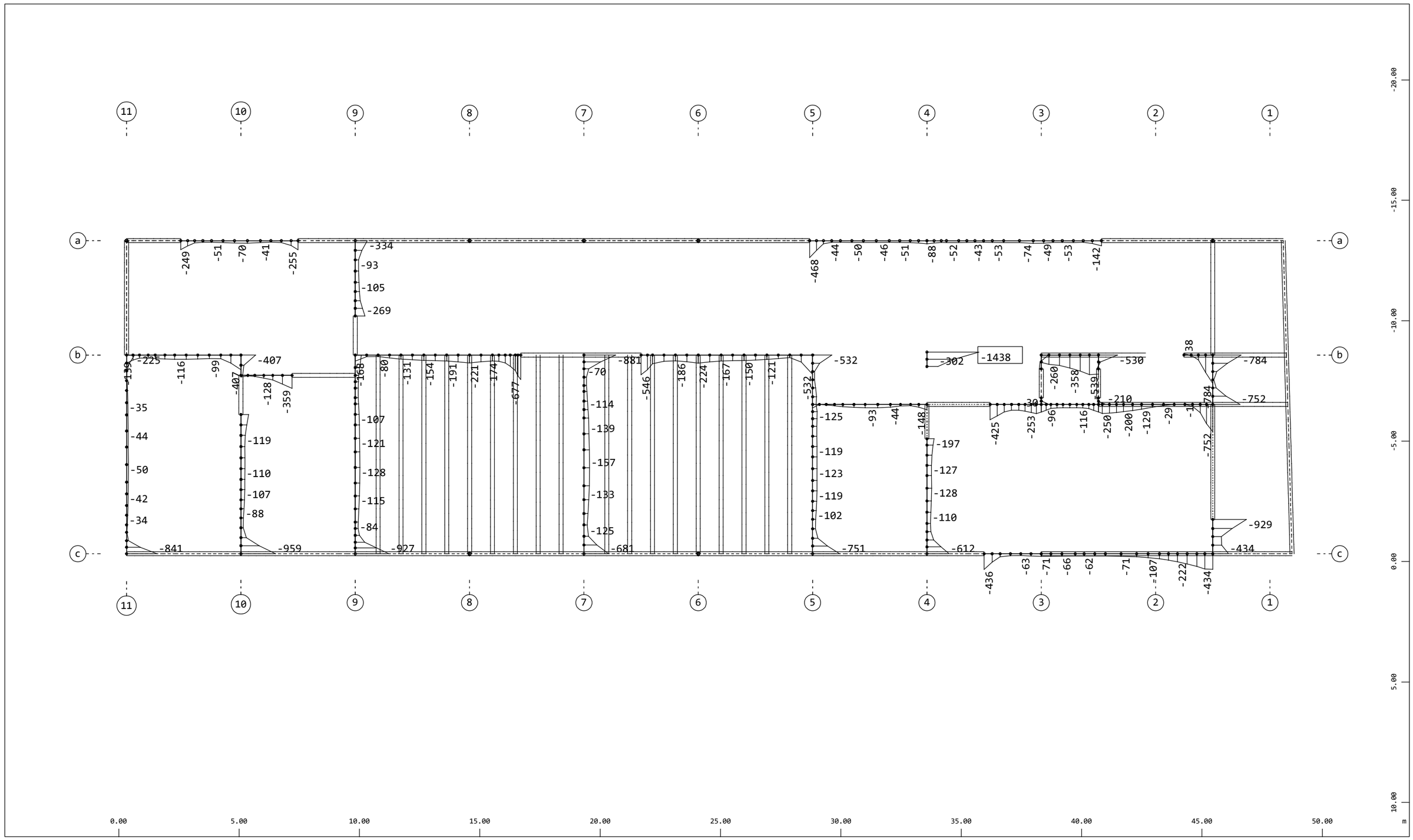
Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 200 Nutzlast Q LF21 bis LF30 , 1 cm im Raum = 229.7 kN/m (Min=-268.9) (Max=71.4)

M 1 : 150

Z X
Y

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Auflagerkräfte



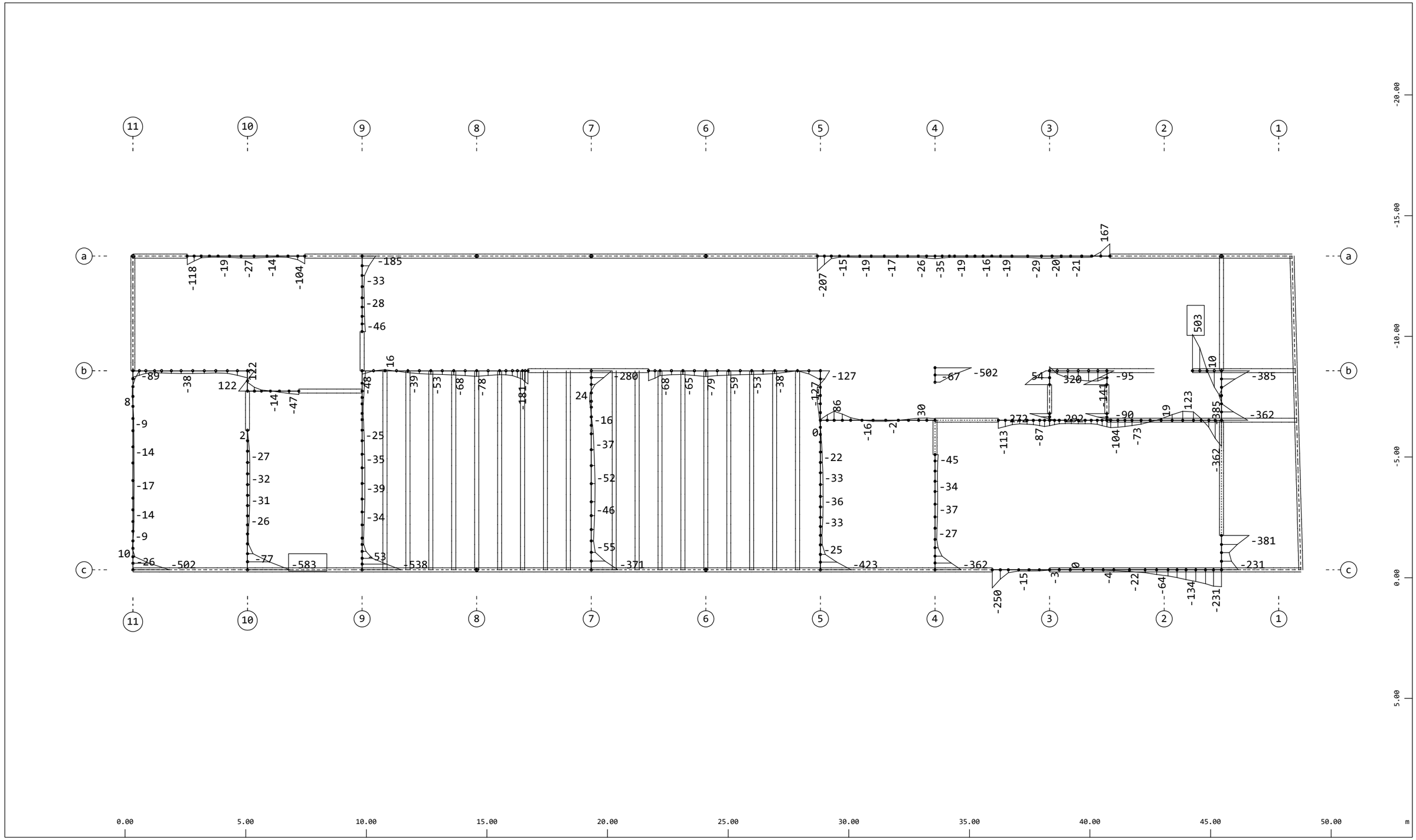
Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 2168 MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerre , 1 cm im Raum = 1000. kN/m (Min=-1438.) (Max=58.0)

M 1 : 150

Z—X
|
Y

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Auflagerkräfte



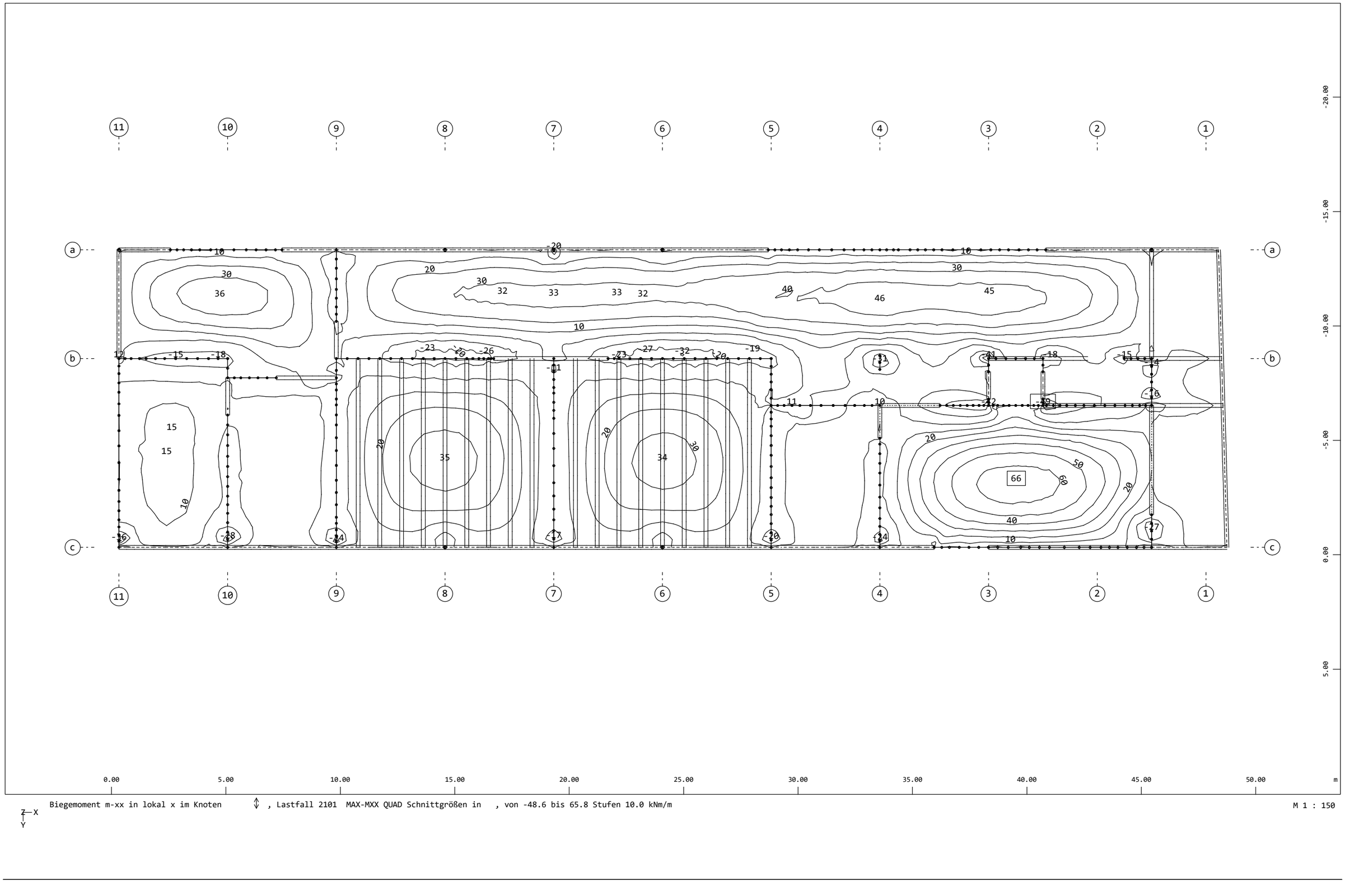
Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 2167 MAX-PZ RAND Verteilte Auflagerre , 1 cm im Raum = 500.0 kN/m (Min=-583.4) (Max=503.0)

Z—X
Y

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Schnittgrößen

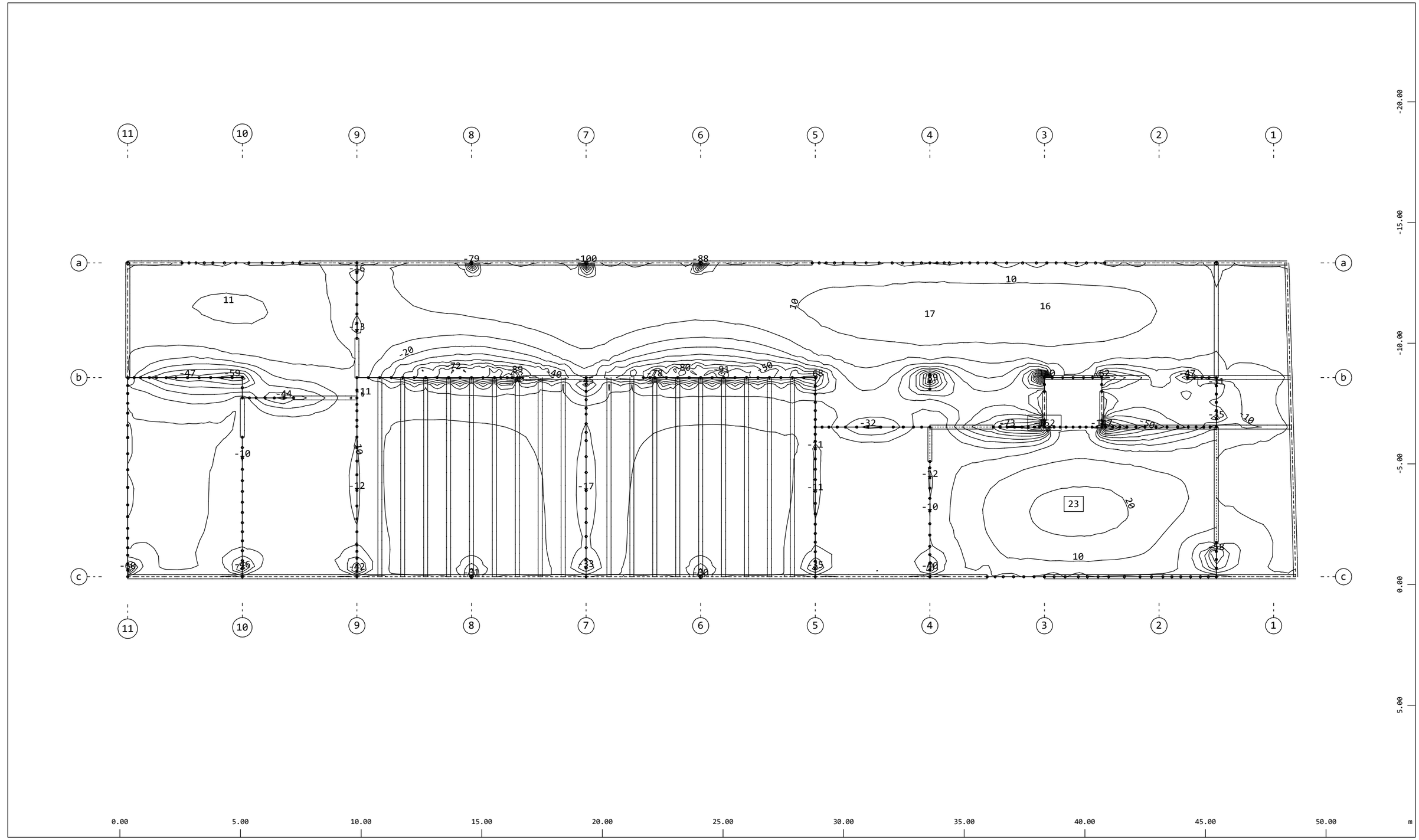


Biegemoment m-xx in lokal x im Knoten , Lastfall 2101 MAX-MXX QUAD Schnittgrößen in , von -48.6 bis 65.8 Stufen 10.0 kNm/m

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Schnittgrößen



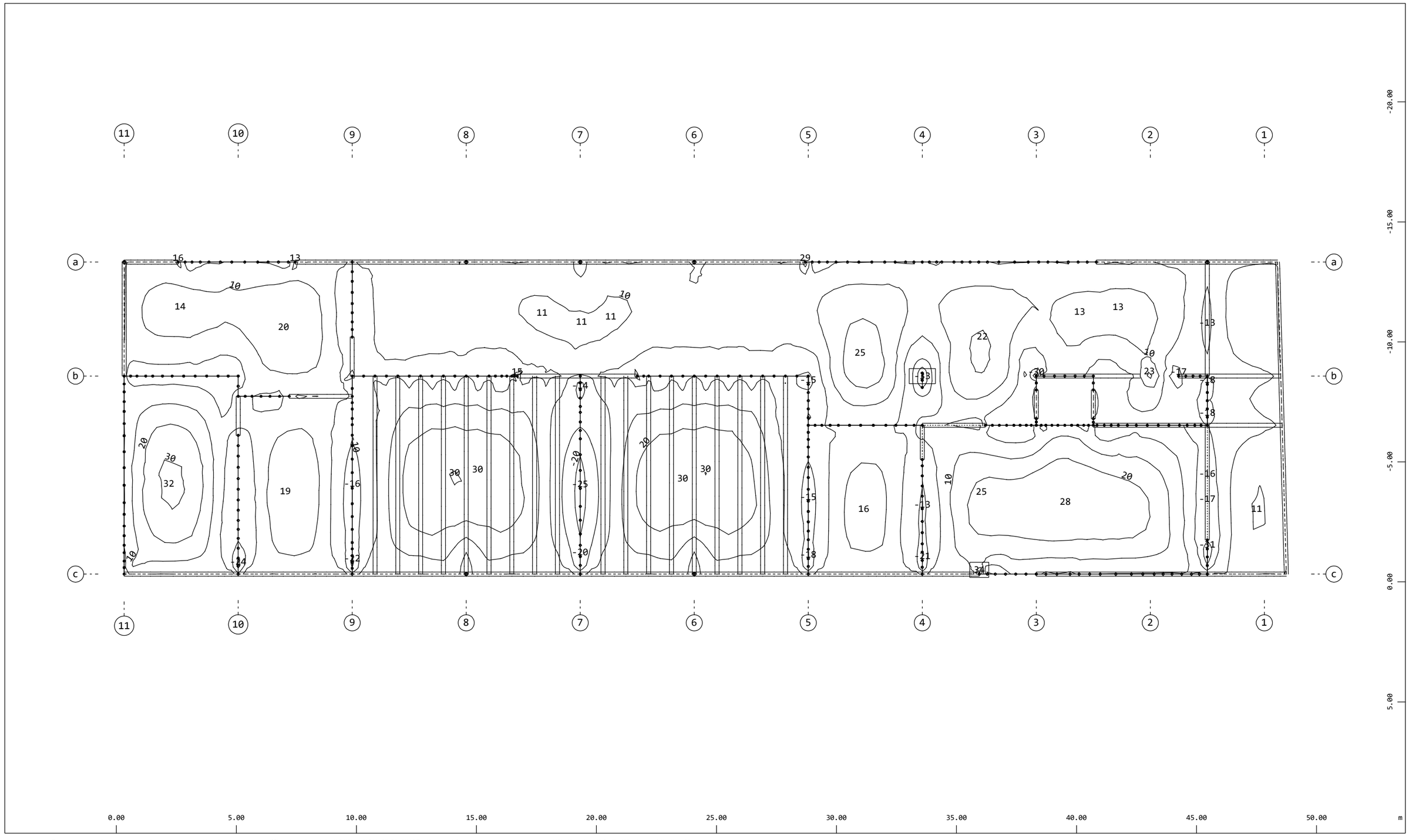
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Biegemoment m-xx in lokal x im Knoten , Lastfall 2102 MIN-MXX QUAD Schnittgrößen in , von -151.7 bis 23.2 Stufen 10.0 kNm/m

M 1 : 150

Z X
Y

Dachdecke über EG
Schnittgrößen



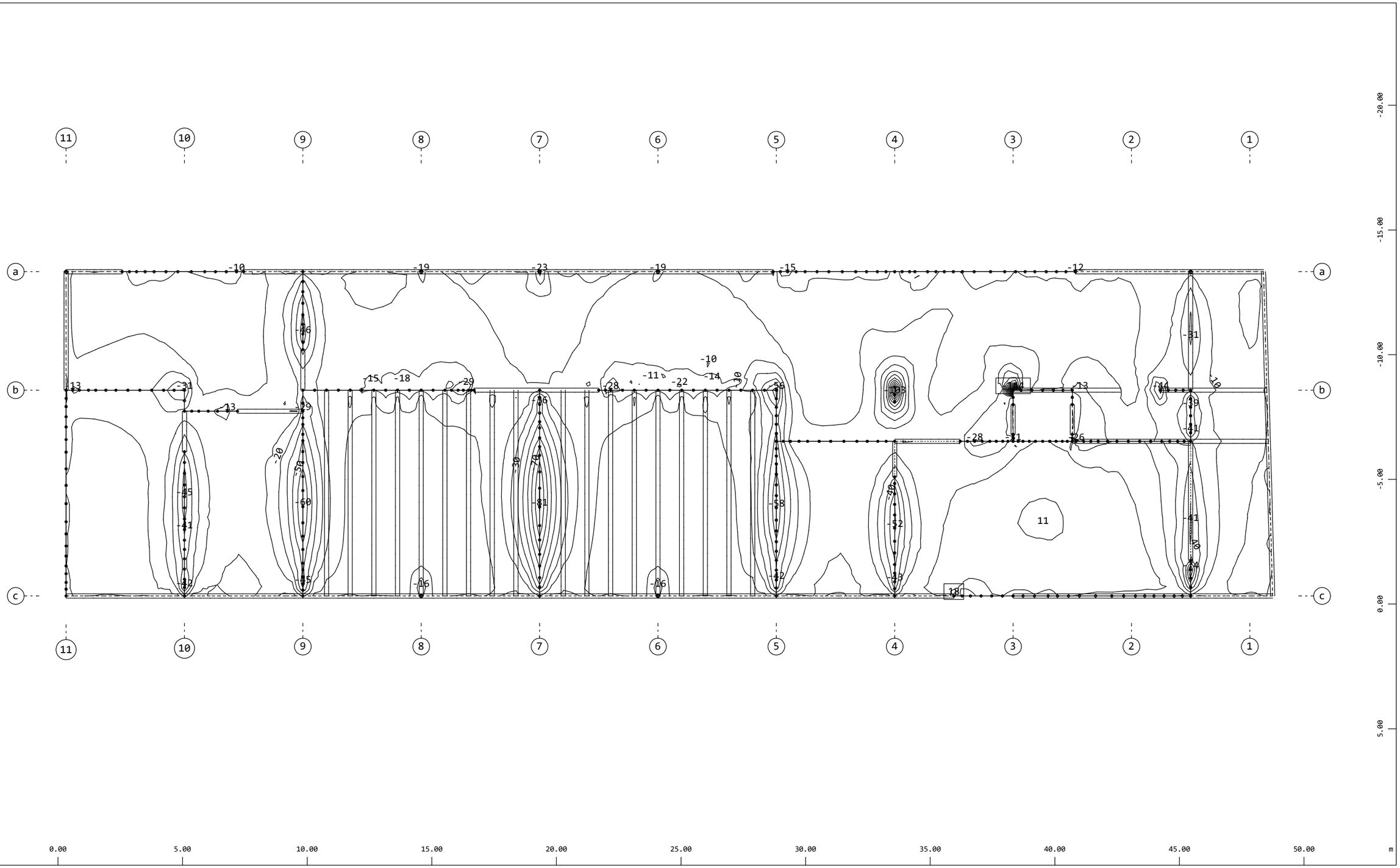
Biegemoment m-yy in lokal y im Knoten ↔, Lastfall 2103 MAX-MYY QUAD Schnittgrößen in , von -32.8 bis 34.0 Stufen 10.0 kNm/m

M 1 : 150

Z X
Y

SOFISTIK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Schnittgrößen



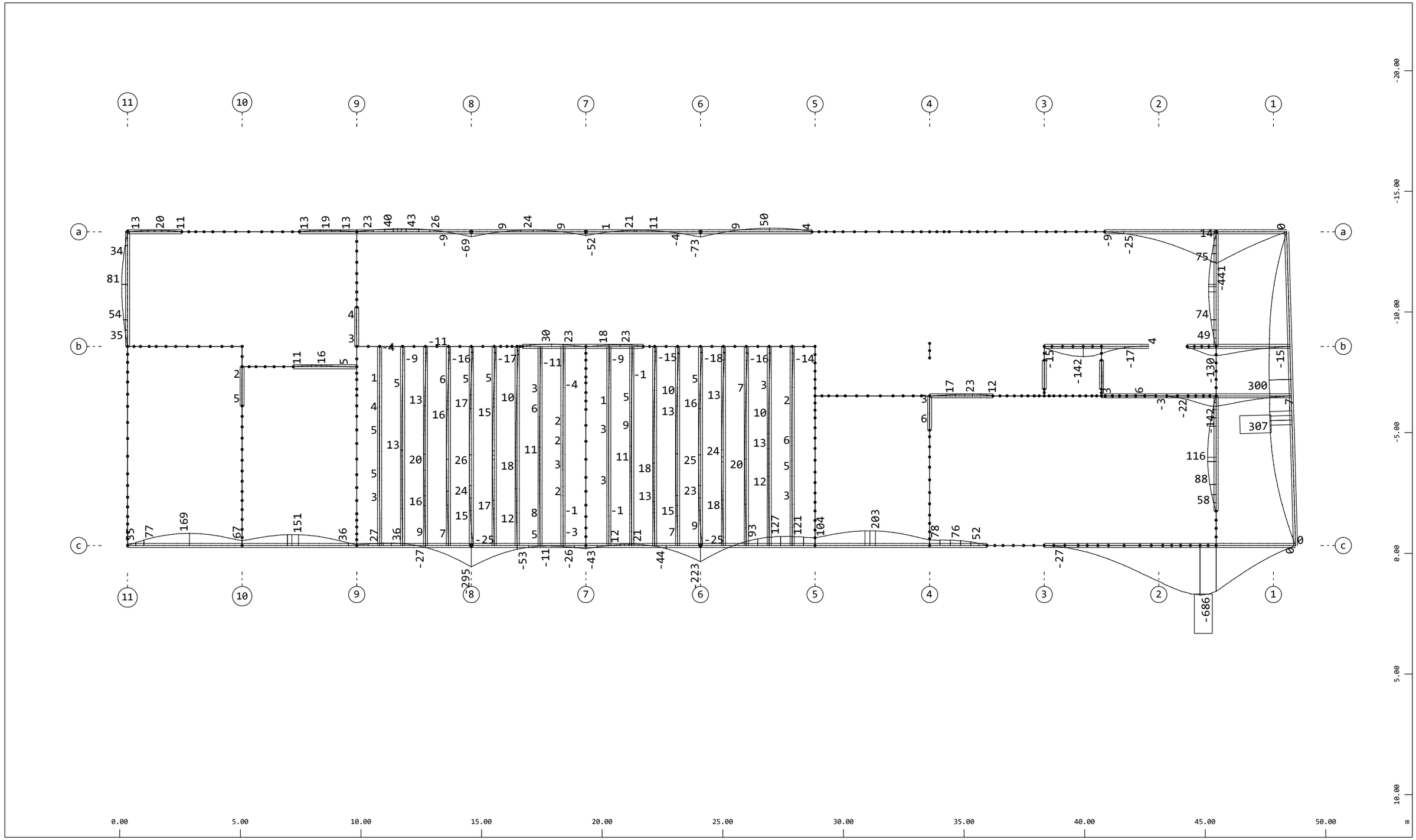
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Biegemoment m-yy in lokal y im Knoten ↔, Lastfall 2104 MIN-MYY QUAD Schnittgrößen in , von -143.9 bis 18.5 Stufen 10.0 kNm/m

M 1 : 150

Z—X
Y

Dachdecke über EG
Schnittgr��en

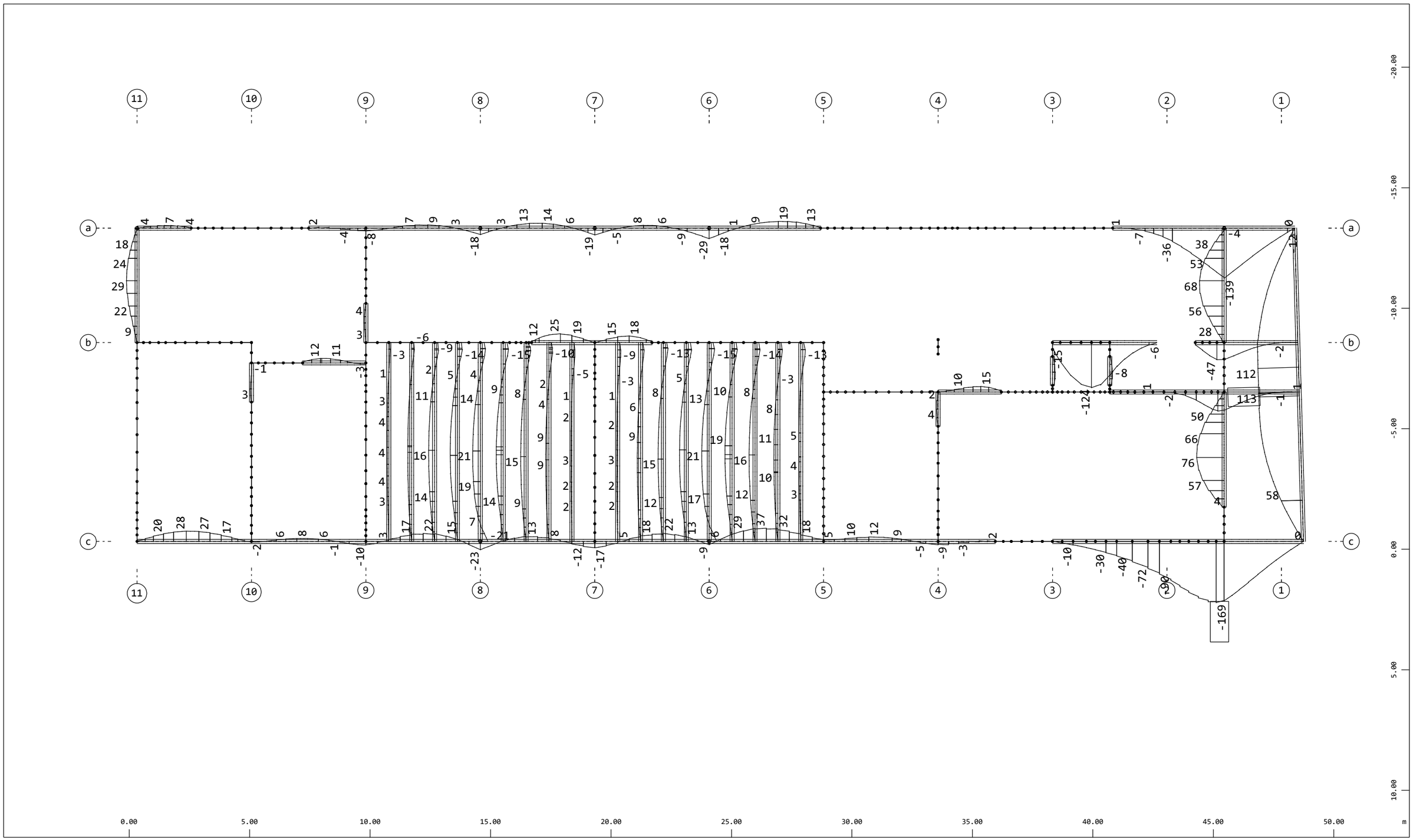


Stabelemente , Biegemoment My, Lastfall 100 LF10 bis LF13 , 1 cm im Raum = 500.0 kNm (Min=-685.5) (Max=307.1)

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Schnittgr��en

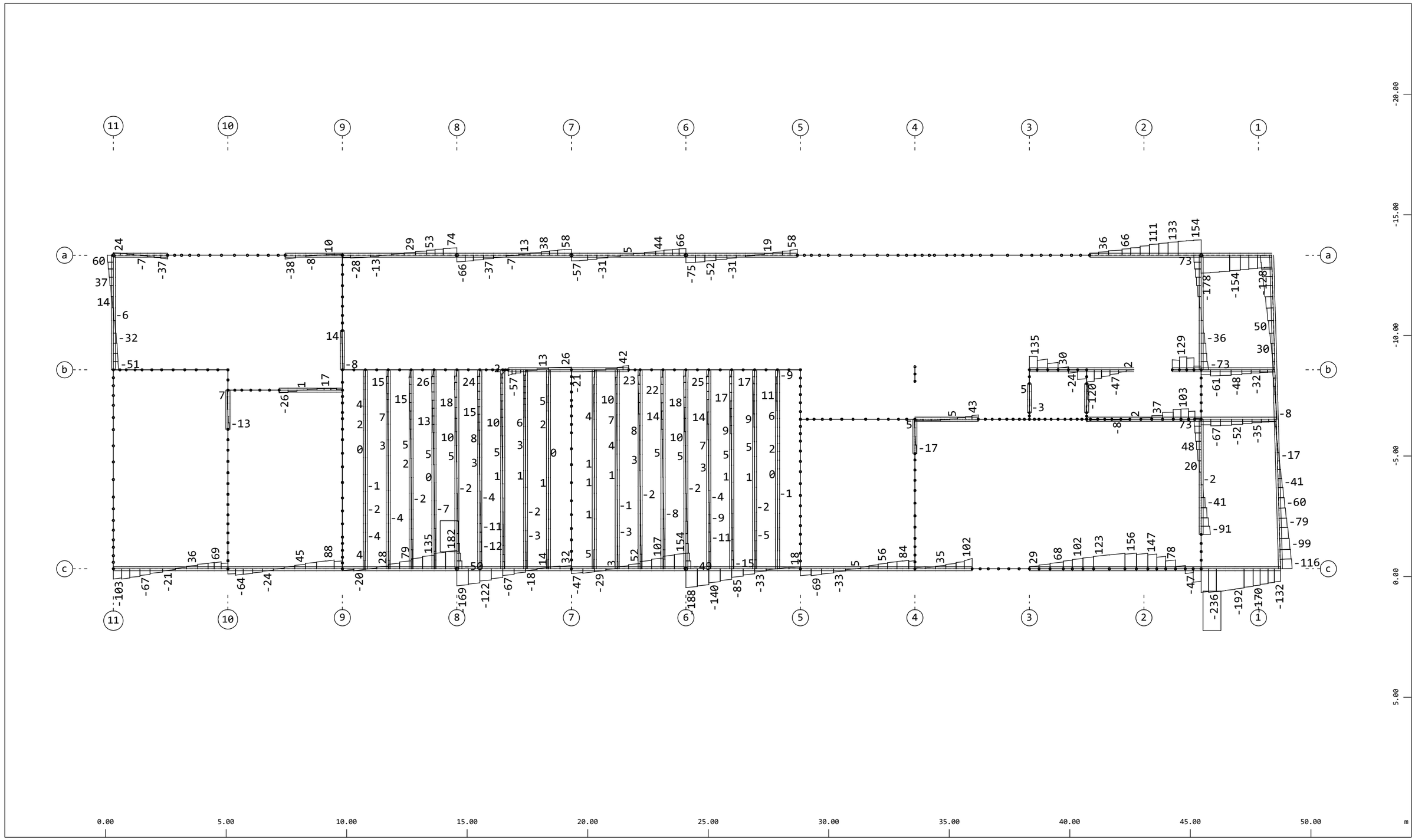


SOFISTIK AG - www.sofistik.de

Stabelemente , Biegemoment My, Lastfall 200 Nutzlast Q LF21 bis LF30 , 1 cm im Raum = 100.0 kNm (Min=-169.4) (Max=112.6)

M 1 : 150

Dachdecke über EG
Schnittgr��en

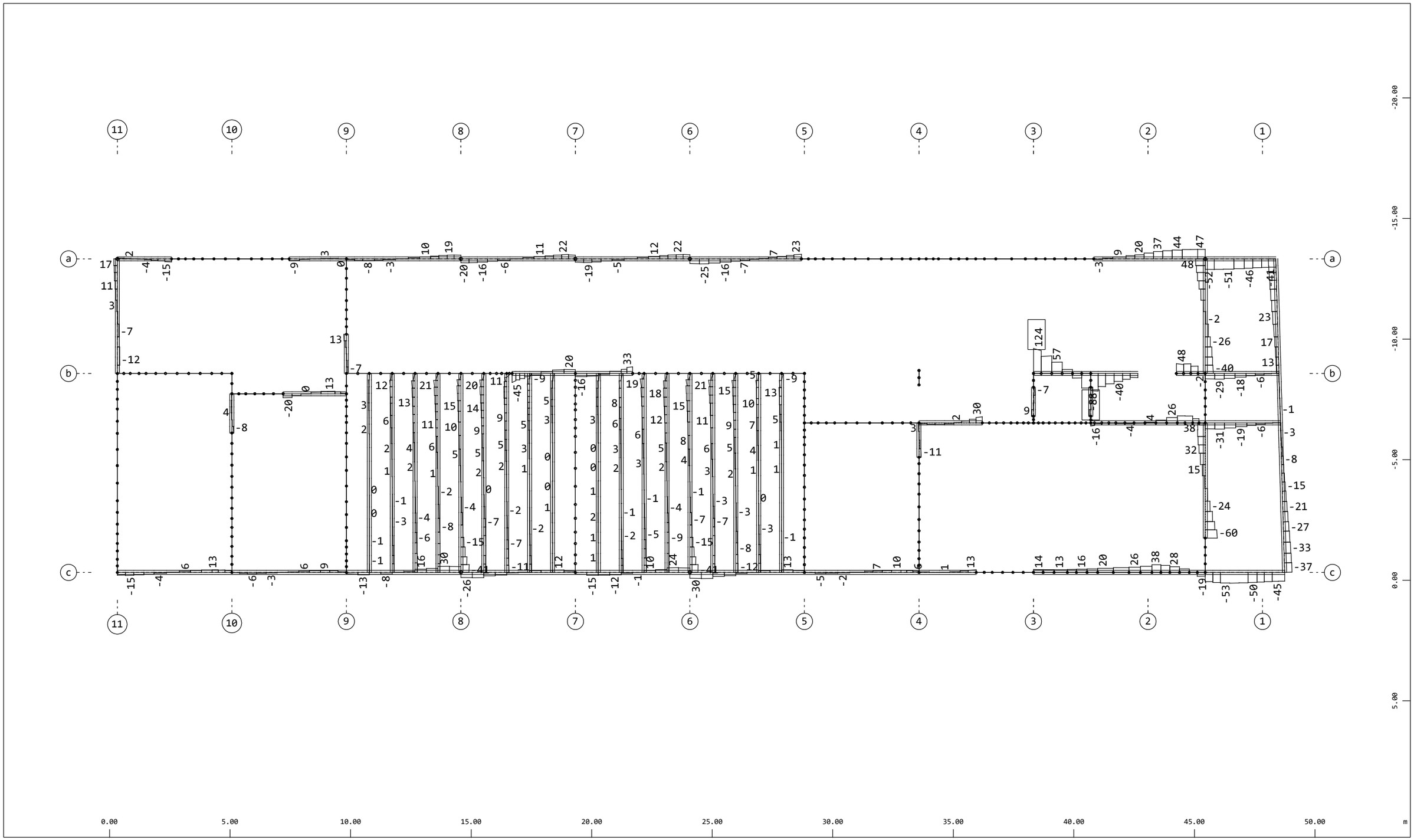


Stabelemente , Querkraft Vz, Lastfall 100 LF10 bis LF13 , 1 cm im Raum = 360.9 kN (Min=-235.8) (Max=182.0)

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Schnittgr��en



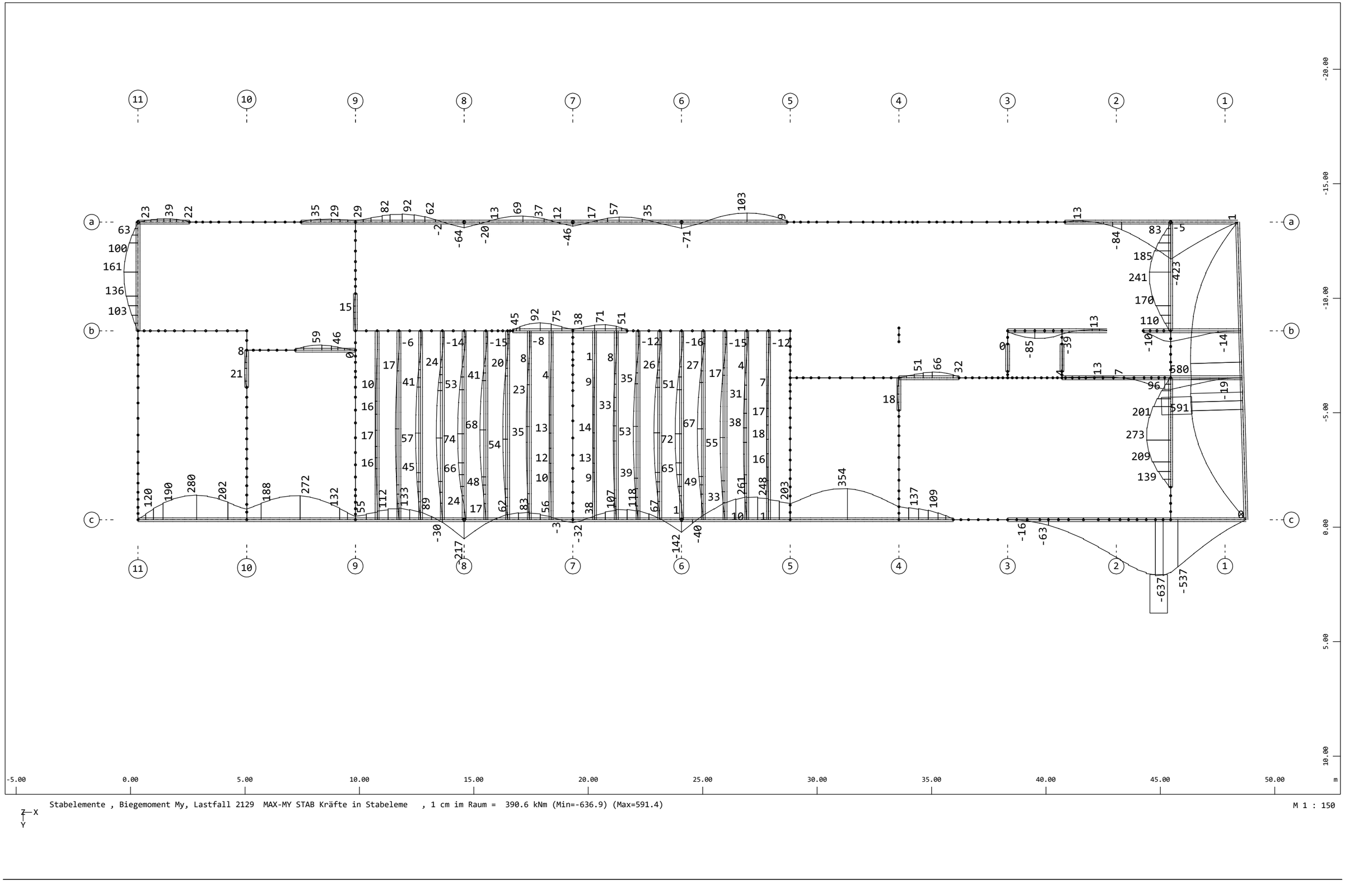
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Stabelemente , Querkraft Vz, Lastfall 200 Nutzlast Q LF21 bis LF30 , 1 cm im Raum = 180.5 kN (Min=-87.8) (Max=124.5)

M 1 : 150

Z
X
Y

Dachdecke über EG
Schnittgr��en



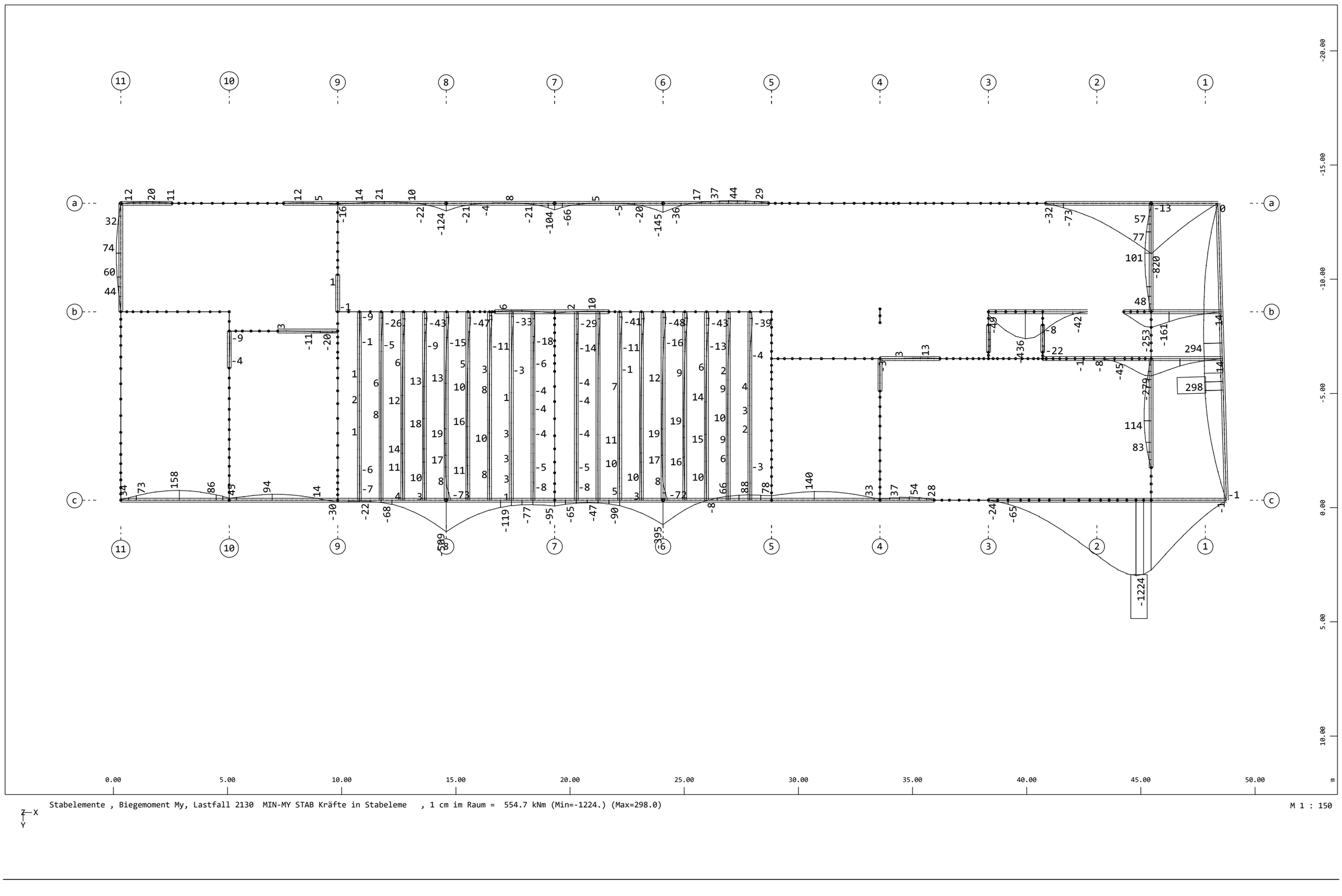
Stabelemente , Biegemoment My, Lastfall 2129 MAX-MY STAB Kräfte in Stabeleme , 1 cm im Raum = 390.6 kNm (Min=-636.9) (Max=591.4)

M 1 : 150

Z X
Y

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Schnittgr��en



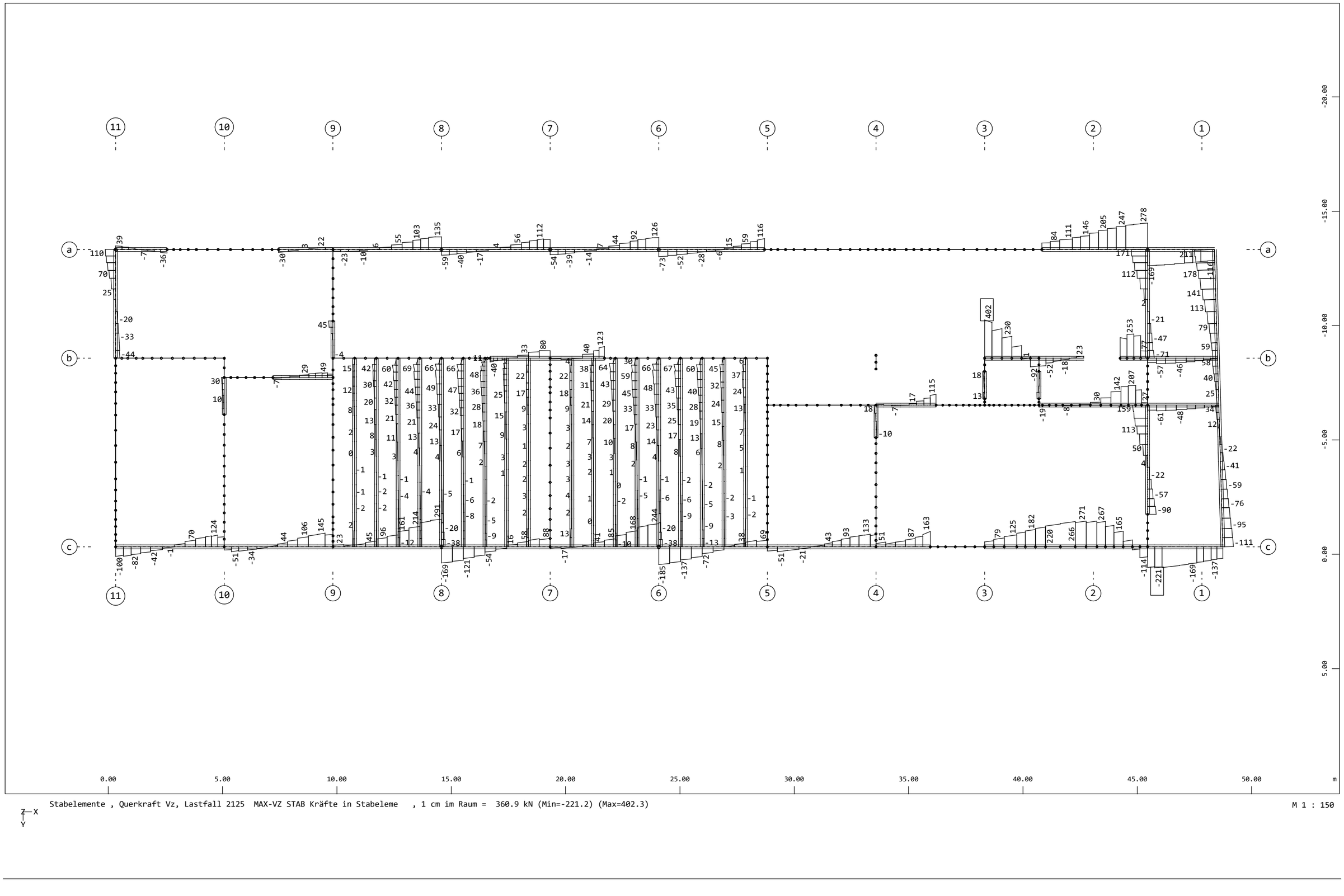
Stabelemente , Biegemoment My, Lastfall 2130 MIN-MY STAB Kräfte in Stabeleme , 1 cm im Raum = 554.7 kNm (Min=-1224.) (Max=298.0)

M 1 : 150

Z
Y
X

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Schnittgr��en



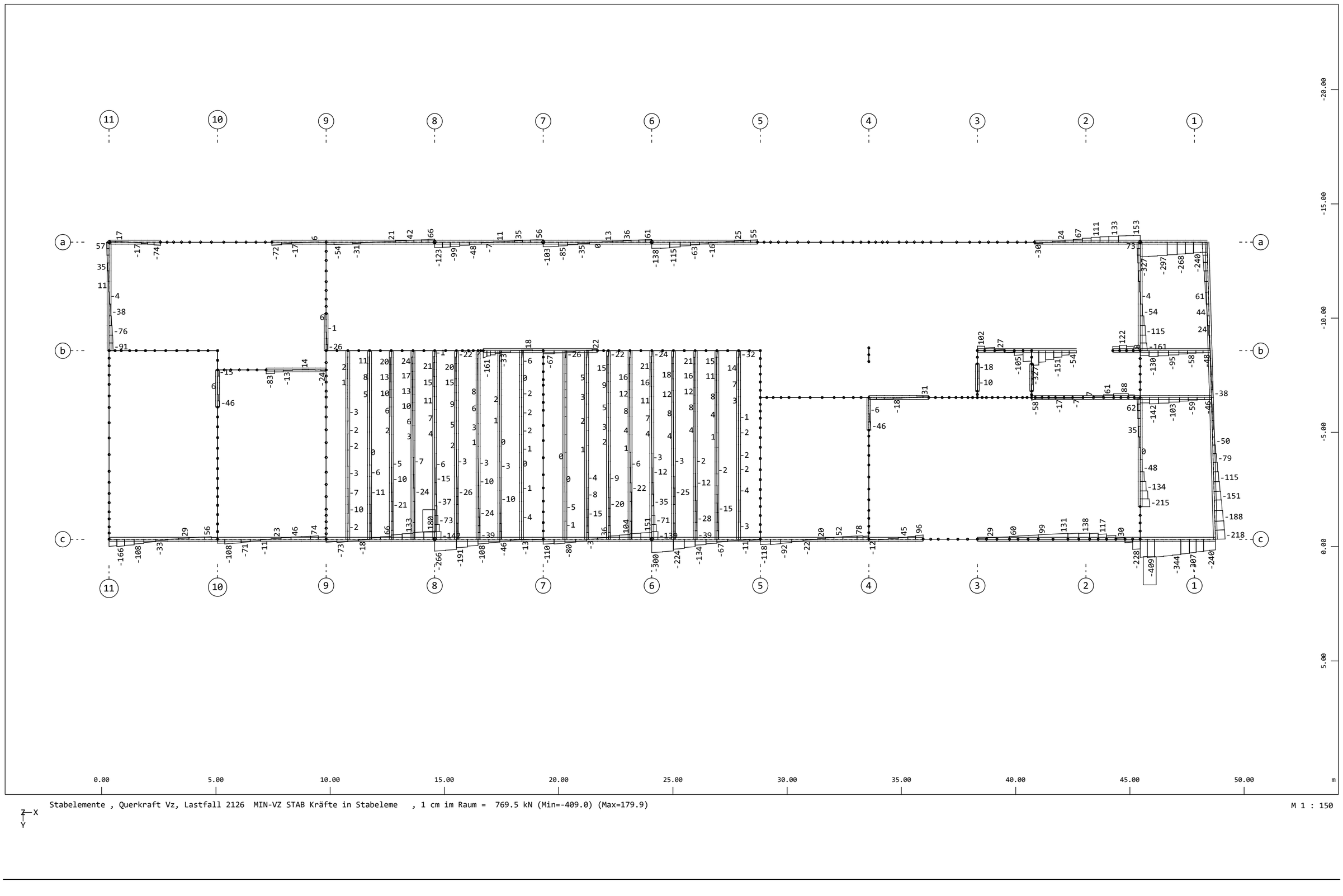
Stabelemente , Querkraft Vz, Lastfall 2125 MAX-VZ STAB Kräfte in Stabeleme , 1 cm im Raum = 360.9 kN (Min=-221.2) (Max=402.3)

M 1 : 150

Z X
Y

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Schnittgr��en



Stabelemente , Querkraft Vz, Lastfall 2126 MIN-VZ STAB Kräfte in Stabeleme , 1 cm im Raum = 769.5 kN (Min=-409.0) (Max=179.9)

M 1 : 150

Z X
Y

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

5.1.3.2 Sicherstellung der Dauerhaftigkeit

Bauteil	Expositions-klasse	Mindestbeton-festigkeitsklasse	Betondeckung [mm] c_{min}	+ Δc_{dev}	= c_{nom}
Decke im Inneren (u.)	XC1, W0	C 16/20	10	10	20
Decke unter Abdichtung (o.)	XC3, W0	C 20/25	20	15	35

Wahl der Festigkeitsklasse:

Decke	C25/30
Balken	C25/30

Betondeckung

- infolge Expositionsklasse (Korrosionsschutz):

XC1	$c_{min} + \Delta c = 10 + 10$	$= 20$ mm $= c_{nom}$
XC3	$c_{min} + \Delta c = 20 + 15$	$= 35$ mm $= c_{nom}$

- zur Verbundsicherung:

$c_{min} \geq$ Stabdurchmesser $\geq$ 10mm

Längsbewehrung ≤ Ø 20:	$c_{min} + \Delta c = 20 + 10 = 30$ mm $= c_{nom}$	XC1
	$c_{min} + \Delta c = 20 + 15 = 35$ mm $= c_{nom}$	XC3

- Der aus Brandschutzgründen notwendige Mindestabstand von 30 mm ist einzuhalten.

gewählt:	unten:	$c_{nom} = 30$ mm
	oben:	$c_{nom} = 35$ mm

Statische Nutzhöhe, Verlegemaß c_v:

Nutzhöhe der Bewehrung in der 1. Lage:

$\mathbf{d_y} = h - c_{nom} - 0{,}5\, d_{s,y}$

$c_{v,y} = h - d_y$

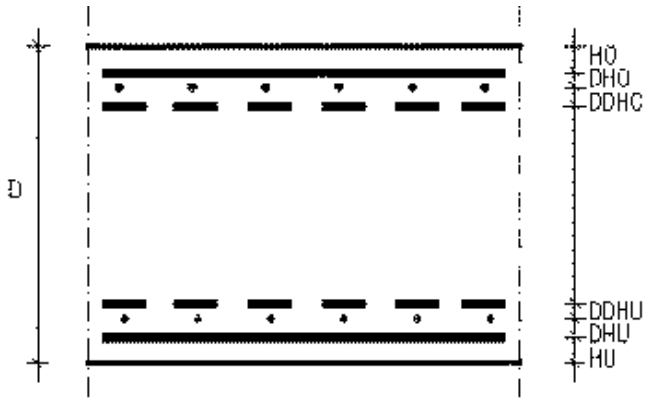
Nutzhöhe der Bewehrung in der 2. Lage:

$\mathbf{d_x} = h - c_{nom} - 1{,}0\, d_{s,y} - 0{,}5\, d_{s,x}$

$c_{v,x} = h - d_x$

Zur Bemessung mittels Programm Bemess sind verschiedene Randbedingungen zu definieren.

1. Lage	HO	= 3,5 + 0,5 x 1,0	= 4,0 cm (Ø 10)
2. Lage	DHO		= 1,0 cm (Ø 10)
1. Lage	HU	= 3,0 + 0,5 x 1,0	= 3,5 cm (Ø 10)
2. Lage	DHU	=	= 1,0 cm (Ø 10)



5.1.3.3 Bemessung GZT und GZG

Bemessungswerte der Baustoffe

Teilsicherheitsbeiwerte in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit:

- Beton < C55/67 $\gamma_c = 1,5$
- Betonstahl $\gamma_s = 1,15$

Beton: C30/37: $f_{ck} = 30$ N/mm²

$f_{cd} = 0,85 \cdot 30 / 1,5 = 17,0$ N/mm²

C25/30: $f_{ck} = 25$ N/mm²

$f_{cd} = 0,85 \cdot 25 / 1,5 = 14,2$ N/mm²

Betonstahl: B500B: $f_{yk} = 500$ N/mm²

$f_{yd} = 500 / 1,15 = 435$ N/mm²

Die Deckenplatten werden mit dem FEM-Programm SOFiSTiK bemessen.

Hinsichtlich der Querkraftbeanspruchung wird untersucht, in wie weit die Platte ohne Querkraftbewehrung auskommt. Bereiche an Wandecken, Wandenden und über Stützen werden in der Regel gesondert nachgewiesen, da hier meist der Durchstanznachweis maßgebend wird. Dieser wird ggf. mit einem separaten Programm geführt.

Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (EC2, Abs. 7)

Nach DIN EN 1992-1, Kap. 7 ist das nutzungsgerechte und dauerhafte Verhalten eines Bauwerkes zu gewährleisten. Hierfür ist der Nachweis der Begrenzung der Spannungen, der Begrenzung der Verformung, und der Rissbreitenbegrenzung zu erbringen.

a) Begrenzung der Spannungen (EC2, Abs. 7.1):

Die Spannungsnachweise können in unserem Falle gemäß DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04, Abs. 7.1 entfallen. Das heißt die Vorgaben für die Konstruktionsregeln, besonderes die Mindestbewehrung muss eingehalten werden.

b) Begrenzung der Verformung (EC2, Abs. 7.4.3):

Der Nachweis der Begrenzung der Verformungen erfolgt ohne direkte Berechnung nach EC2 Absatz 7.4.2 durch Begrenzung der Biegeschlankheit.

c) *Begrenzung der Rissbreite (EC2 Abs. 7.3):*

Die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit und das Erscheinungsbild üblicher Stahlbetonteile gelten als erfüllt, wenn die Rechenwerte der Rissbreite wk nicht überschritten werden. Die Begrenzung der Rissweite umfasst die Nachweise:

- Nachweis der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite unter Zwang:

Die Berechnung der Mindestbewehrung a_s zur Aufnahme von Zwangseinwirkungen und Eigenspannungen und dazugehöriger Stabdurchmesser $d_{s,max}$ zur Begrenzung der Rissbreite nach EC2, 7.3.3 (5) wird geführt. In allen Decken wird in allen Bereichen jeweils das Maximum aus den Werten für zentrischen und Biegezwang als Grundbewehrung eingelegt.

- Nachweis der Begrenzung der Rissbreite unter den maßgebenden Einwirkungskombinationen:

Mit dem FEM-Programm SOFiSTiK, Modul BEMESS wird der Nachweis in Form der Durchmesserbegrenzung nach Tab. 7.2DE im Zuge der Deckenbemessungen geführt.

Ebenso wird bei der Deckenbemessung mit SOFiSTiK-BEMESS der Nachweis der Mindestbewehrung zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens nach EC2 Abs. 9.2.1.1 rechnerisch geführt.

Begrenzung der Rissbreite für die statisch erforderliche Bewehrung unter Lasteinwirkungen

Die erforderliche Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite unter Lasteinwirkung wird vom Programm SOFiSTiK berechnet und die notwendige Bewehrung entsprechend erhöht.

Begrenzung der Rissbreite unter Zwangseinwirkungen

Die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite unter Zwangseinwirkungen wurde für den Fall „Später Zwang“ ermittelt.

Zur Ermittlung der Mindestbewehrung wird das Programm Mathcad verwendet (siehe Kap. 5.1.3.4)

Expositionsklassen:

- Decke im Inneren	(unten)	XC1, W0	w_k = 0,40 mm
- Decke unter Abdichtung	(oben)	XC3, W0	w_k = 0,30 mm

Plattendicke	erf. a_s	gew. Grundbewehrung	vorh. a_s	≥ erf. as
20 cm oben	7,4 cm²	Ø10/10	7,9 cm²	> erf. As
20 cm unten	7,0 cm²	Ø12/15	7,5 cm²	> erf. As
25 cm oben	10,2 cm²	Ø12/10	11,3 cm²	> erf. As
25 cm unten	9,5 cm²	Ø14/15	10,3 cm²	> erf. As

Falls die Bauzeit in den Winter kommt, ist die Decke durch Winterbaumaßnahmen entsprechend zu schützen.

Rißbreitenbeschränkung gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.4 (direkte Berechnung)

Die erforderliche Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung wird für eine Bauteilseite berechnet.

Bauteilabmessungen	$h := 0.20$ m	$b := 1$ m
Stahlbeton	Beton := "C25/30"	Stahl := "B500"
Rechnerische Rißbreite	$w_k := 0.3$ mm	
Betondeckung zur äußeren Lage der betrachteten Richtung	$c := 45$ mm	Größtkorn $d_g := 32$ mm
Bewehrung	$n_{s.L} := 1$ Lage(n) Ø := 10 / s := 10 cm	

Eff. Betonzugfestigkeit

Betonzugfestigkeit $f_{ctm}(t)$ zum Rißzeitpunkt

$$f_{ct.eff}(t) = k_{zt}(t) \cdot f_{ctm}$$

Später Zwang
t > 28 d $k_{zt} = 1.0$ $f_{ct.eff} \geq 3.0$ N/mm² für Normalbeton
$f_{ct.eff} \geq 2.5$ N/mm² für Leichtbeton

Früher Zwang
t = 3...5 d $k_{zt} = 0.5$ 0.5 f_{ctm} gem. DIN EN 1992-2:2010-12, NCI zu 7.3.2(102) (Brückenbau)

Empfehlung DBV-Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung ...", Fassung 05/2016:

r < 0.5	$k_{zt} = 0.65$	(h ≤ 0.30 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
	$k_{zt} = 0.75$	(0.30 m < h ≤ 0.80 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
	$k_{zt} = 0.85$	(0.80 m < h ≤ 2.00 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
r < 0.3	$k_{zt} = 0.60$	(0.30 m < h ≤ 0.80 m, langsame Festigkeitsentwicklung)
	$k_{zt} = 0.70$	(0.80 m < h ≤ 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung
	$k_{zt} = 0.80$	(h > 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung)

Ansatz	$k_{zt} := 1.0$	$f_{ct.eff}(k_{zt}) = 3$ *N/mm²*
Beiwert für Eigenspannungen h ≤ 30cm k = 0.8 h ≥ 80cm k = 0.5 äußerer Zwang k = 1.0	$k = 0.80$	Beiwert Spannungsverteilung $k_c := 1.0$ zentrischer Zug = 1.0 reine Biegung = 0.4
Abminderungsfaktor für langsam erhärtenden Beton $r = f_{cm2}/f_{cm28} \leq 0,3$ $k_L = 0.85$ $r = f_{cm2}/f_{cm28} > 0,3$ $k_L = 1.0$	$k_L := 1.0$	Pauschale Abminderung der Bewehrung auf 85% gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.2(NA.6) nur bei innerem Zwang und Verwendung von langsam erhärtenden Betonen

Bewehrung je Seite	$A_{s.erf} = 7.4$ cm²	$A_{s.vorh} = 7.9$ *cm²*	$\frac{A_{s.erf}}{A_{s.vorh}} = 0.95$
		$\rho = 0.52$ %	
Stahlspannung	$\sigma_s = 329$ *N/mm²*	Wirkungszone der Bewehrung $h_{eff} = 10$ cm	
Rissinformation	Rißinformation = "Einzelriß - Schwachstelle"		
Bemessungsinformation	Bemessung = "als dünnes Bauteil mit Abminderungsfaktor k"		

Rißbreitenbeschränkung gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.4 (direkte Berechnung)

Die erforderliche Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung wird für eine Bauteilseite berechnet.

Bauteilabmessungen	$h := 0.20$ m	$b := 1$ m
Stahlbeton	Beton := "C25/30"	Stahl := "B500"
Rechnerische Rißbreite	$w_k := 0.4$ mm	
Betondeckung zur äußeren Lage der betrachteten Richtung	$c := 42$ mm	Größtkorn $d_g := 32$ mm
Bewehrung	$n_{s.L} := 1$ Lage(n) Ø := 12 / s := 15 cm	

Eff. Betonzugfestigkeit

Betonzugfestigkeit $f_{ctm}(t)$ zum Rißzeitpunkt

$$f_{ct.eff}(t) = k_{zt}(t) \cdot f_{ctm}$$

Später Zwang
t > 28 d $k_{zt} = 1.0$ $f_{ct.eff} \geq 3.0$ N/mm² für Normalbeton
$f_{ct.eff} \geq 2.5$ N/mm² für Leichtbeton

Früher Zwang
t = 3...5 d $k_{zt} = 0.5$ 0.5 f_{ctm} gem. DIN EN 1992-2:2010-12, NCI zu 7.3.2(102) (Brückenbau)

Empfehlung DBV-Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung ...", Fassung 05/2016:

r < 0.5	$k_{zt} = 0.65$	(h ≤ 0.30 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
	$k_{zt} = 0.75$	(0.30 m < h ≤ 0.80 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
	$k_{zt} = 0.85$	(0.80 m < h ≤ 2.00 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
r < 0.3	$k_{zt} = 0.60$	(0.30 m < h ≤ 0.80 m, langsame Festigkeitsentwicklung)
	$k_{zt} = 0.70$	(0.80 m < h ≤ 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung
	$k_{zt} = 0.80$	(h > 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung)

Ansatz $k_{zt} := 1.0$ $f_{ct.eff}(k_{zt}) = 3$ *N/mm²*

Beiwert für Eigenspannungen

h ≤ 30cm k = 0.8
h ≥ 80cm k = 0.5
äußerer Zwang k = 1.0

$k = 0.80$

Beiwert Spannungsverteilung $k_c := 1.0$

zentrischer Zug = 1.0
reine Biegung = 0.4

Abminderungsfaktor für langsam erhärtenden Beton $k_L := 1.0$

Pauschale Abminderung der Bewehrung auf 85% gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.2(NA.6) nur bei innerem Zwang und Verwendung von langsam erhärtenden Betonen

$r = f_{cm2}/f_{cm28} \leq 0,3$ $k_L = 0.85$
$r = f_{cm2}/f_{cm28} > 0,3$ $k_L = 1.0$

Bewehrung je Seite $A_{s.erf} = 7$ cm² $A_{s.vorh} = 7.5$ *cm²* $\frac{A_{s.erf}}{A_{s.vorh}} = 0.93$

$\rho = 0.5$ %

Stahlspannung $\sigma_s = 346$ *N/mm²* Wirkungszone der Bewehrung $h_{eff} = 10$ cm

Rissinformation Rißinformation = "Einzelriß - Schwachstelle"
Bemessungsinformation Bemessung = "als dünnes Bauteil mit Abminderungsfaktor k"

Rißbreitenbeschränkung gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.4 (direkte Berechnung)

Die erforderliche Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung wird für eine Bauteilseite berechnet.

Bauteilabmessungen	$h := 0.25$ m	$b := 1$ m
Stahlbeton	Beton := "C25/30"	Stahl := "B500"
Rechnerische Rißbreite	$w_k := 0.3$ mm	
Betondeckung zur äußeren Lage der betrachteten Richtung	$c := 47$ mm	Größtkorn $d_g := 32$ mm
Bewehrung	$n_{s.L} := 1$ Lage(n) Ø := 12 / s := 10 cm	

Eff. Betonzugfestigkeit

Betonzugfestigkeit $f_{ctm}(t)$ zum Rißzeitpunkt

$$f_{ct.eff}(t) = k_{zt}(t) \cdot f_{ctm}$$

Später Zwang
t > 28 d $k_{zt} = 1.0$ $f_{ct.eff} \geq 3.0$ N/mm² für Normalbeton
$f_{ct.eff} \geq 2.5$ N/mm² für Leichtbeton

Früher Zwang
t = 3...5 d $k_{zt} = 0.5$ 0.5 f_{ctm} gem. DIN EN 1992-2:2010-12, NCI zu 7.3.2(102) (Brückenbau)

Empfehlung DBV-Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung ...", Fassung 05/2016:

r < 0.5	$k_{zt} = 0.65$	(h ≤ 0.30 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
	$k_{zt} = 0.75$	(0.30 m < h ≤ 0.80 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
	$k_{zt} = 0.85$	(0.80 m < h ≤ 2.00 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
r < 0.3	$k_{zt} = 0.60$	(0.30 m < h ≤ 0.80 m, langsame Festigkeitsentwicklung)
	$k_{zt} = 0.70$	(0.80 m < h ≤ 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung
	$k_{zt} = 0.80$	(h > 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung)

Ansatz	$k_{zt} := 1.0$	$f_{ct.eff}(k_{zt}) = 3$ N/mm²
Beiwert für Eigenspannungen h ≤ 30cm k = 0.8 h ≥ 80cm k = 0.5 äußerer Zwang k = 1.0	$k = 0.80$	Beiwert Spannungsverteilung $k_c := 1.0$ zentrischer Zug = 1.0 reine Biegung = 0.4
Abminderungsfaktor für langsam erhärtenden Beton $r = f_{cm2}/f_{cm28} \leq 0,3$ $k_L = 0.85$ $r = f_{cm2}/f_{cm28} > 0,3$ $k_L = 1.0$	$k_L := 1.0$	Pauschale Abminderung der Bewehrung auf 85% gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.2(NA.6) nur bei innerem Zwang und Verwendung von langsam erhärtenden Betonen

Bewehrung je Seite	$A_{s.erf} = 10.2$ cm²	$A_{s.vorh} = 11.3$ cm²	$\frac{A_{s.erf}}{A_{s.vorh}} = 0.9$
		$\rho = 0.57$ %	
Stahlspannung	$\sigma_s = 300$ N/mm²	Wirkungszone der Bewehrung $h_{eff} = 13$ cm	
Rissinformation	Rißinformation = "Einzelriß - Schwachstelle"		
Bemessungsinformation	Bemessung = "als dünnes Bauteil mit Abminderungsfaktor k"		

Rißbreitenbeschränkung gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.4 (direkte Berechnung)

Die erforderliche Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung wird für eine Bauteilseite berechnet.

Bauteilabmessungen	$h := 0.25$ m	$b := 1$ m
Stahlbeton	Beton := "C25/30"	Stahl := "B500"
Rechnerische Rißbreite	$w_k := 0.4$ mm	
Betondeckung zur äußeren Lage der betrachteten Richtung	$c := 44$ mm	Größtkorn $d_g := 32$ mm
Bewehrung	$n_{s.L} := 1$ Lage(n) Ø := 14 / s := 15 cm	

Eff. Betonzugfestigkeit

Betonzugfestigkeit $f_{ctm}(t)$ zum Rißzeitpunkt

$$f_{ct.eff}(t) = k_{zt}(t) \cdot f_{ctm}$$

Später Zwang
t > 28 d kzt = 1.0 — $f_{ct.eff} \geq 3.0$ N/mm² für Normalbeton; $f_{ct.eff} \geq 2.5$ N/mm² für Leichtbeton

Früher Zwang
t = 3...5 d kzt = 0.5 — 0.5 f_{ctm} gem. DIN EN 1992-2:2010-12, NCI zu 7.3.2(102) (Brückenbau)

Empfehlung DBV-Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung ...", Fassung 05/2016:

r < 0.5	kzt = 0.65	(h ≤ 0.30 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
	kzt = 0.75	(0.30 m < h ≤ 0.80 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
	kzt = 0.85	(0.80 m < h ≤ 2.00 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
r < 0.3	kzt = 0.60	(0.30 m < h ≤ 0.80 m, langsame Festigkeitsentwicklung)
	kzt = 0.70	(0.80 m < h ≤ 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung
	kzt = 0.80	(h > 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung)

Ansatz	$k_{zt} := 1.0$	$f_{ct.eff}(k_{zt}) = 3$ N/mm²
Beiwert für Eigenspannungen h ≤ 30cm k = 0.8 h ≥ 80cm k = 0.5 äußerer Zwang k = 1.0	$k = 0.80$	Beiwert Spannungsverteilung $k_c := 1.0$ zentrischer Zug = 1.0 reine Biegung = 0.4
Abminderungsfaktor für langsam erhärtenden Beton $r = f_{cm2}/f_{cm28} \leq 0,3$ $k_L = 0.85$ $r = f_{cm2}/f_{cm28} > 0,3$ $k_L = 1.0$	$k_L := 1.0$	Pauschale Abminderung der Bewehrung auf 85% gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.2(NA.6) nur bei innerem Zwang und Verwendung von langsam erhärtenden Betonen

---

Bewehrung je Seite	$A_{s.erf} = 9.5$ cm²	$A_{s.vorh} = 10.3$ cm²	$\frac{A_{s.erf}}{A_{s.vorh}} = 0.93$
		$\rho = 0.52$ %	
Stahlspannung	$\sigma_s = 321$ N/mm²	Wirkungszone der Bewehrung $h_{eff} = 13$ cm	
Rissinformation	Rißinformation = "Einzelriß - Schwachstelle"		
Bemessungsinformation	Bemessung = "als dünnes Bauteil mit Abminderungsfaktor k"		

Dachdecke über EG
Bruchbemessung

Standardnorm ist EuroNorm: DIN EN 1992-1-1/NA:2013, DIN EN 1993-1-1/NA:2018, DIN EN 1994-1-1/NA:2010 (Germany) V 2022
Bemessung nach EuroNorm: DIN EN 1992-1-1:2004 (NA:2013) Stahlbeton- und Spannbetontragwerke
Schnittgrößen und Lastfälle enthalten Ergebnisse auf Bruchlastniveau
Die Bemessung erfolgt nach dem Baumann Verfahren.

Lastfälle für die Bemessung

Lastfall	Faktor	Bezeichnung
2101	1.000	MAX-MXX QUAD Schnittgrößen in
2102	1.000	MIN-MXX QUAD Schnittgrößen in
2103	1.000	MAX-MYY QUAD Schnittgrößen in
2104	1.000	MIN-MYY QUAD Schnittgrößen in
2105	1.000	MAX-MXY QUAD Schnittgrößen in
2106	1.000	MIN-MXY QUAD Schnittgrößen in
2107	1.000	MAX-VX QUAD Schnittgrößen in F
2108	1.000	MIN-VX QUAD Schnittgrößen in F
2109	1.000	MAX-VY QUAD Schnittgrößen in F
2110	1.000	MIN-VY QUAD Schnittgrößen in F
2155	1.000	MAX-PZ KNOT Auflagerkrä Auflagerkraft Durchstanznachweis
2156	1.000	MIN-PZ KNOT Auflagerkrä Auflagerkraft Durchstanznachweis
2157	1.000	MAX-MX KNOT Auflagerkrä Auflagerkraft Durchstanznachweis
2158	1.000	MIN-MX KNOT Auflagerkrä Auflagerkraft Durchstanznachweis
2159	1.000	MAX-MY KNOT Auflagerkrä Auflagerkraft Durchstanznachweis
2160	1.000	MIN-MY KNOT Auflagerkrä Auflagerkraft Durchstanznachweis

Dachdecke über EG
Bemessungsparameterliste

Bewehrungsparameter zweilagige Bewehrung

Auswahl Grp Nr.	Elem Nr.	Abstand d1-o [mm]	Abstand 2.Lage d1-u [mm]	Durchmesser ds-o [mm]	Durchmesser 2.Lage ds-u [mm]	Rissbreite wk-o [mm]	Rissbreite 2.Lage wk-u [mm]	Stahlspannung sigso [MPa]	Stahlspannung 2.Lage sigsu [MPa]	Mindestbew. aso [cm2/m]	Mindestbew. 2.Lage asu [cm2/m]
für alle		40.0	50.0	10	10	0.30	0.30	-	-	-	-
		36.0	48.0	12	12	0.40	0.40	-	-	-	-
2		41.0	53.0	12	12	0.30	0.30	-	-	-	-
		37.0	51.0	14	14	0.40	0.40	-	-	-	-

Abstand	Abstand Stabmitte zur Oberfläche oben / unten
Durchmesser	Stabdurchmesser oben / unten
Rissbreite	Einzuhaltende Rissbreite oben / unten
Stahlspannung	Maximale Stahlspannung im Gebrauchsnachweis oben / unten
Mindestbew.	Mindestbewehrung oben / unten

Die Bewehrungsrichtungen beziehen sich auf die lokalen Koordinatensysteme
der Elemente und sind daher graphisch auszugeben.
Bei Eingabe einer Stahlspannung sigso... erfolgt der 'Rissnachweis nach Tabellen'
für diese Lage mit der eingegebenen Stahlspannung. Damit kann der Nachweis nach Stababstand
anstatt nach dem Stabdurchmesser erfolgen, vgl. Legende Steuerung der Gebrauchslastnachweise.

Dachdecke über EG
Bemessung im Gebrauchszustand

Maximum von Bewehrungsverteilungen

Es wird das Maximum der aktuellen Bewehrung und der bisherigen Bewehrungsverteilung 1
gebildet und unter Bewehrungsverteilungs Nummer 2 abgelegt.
Bei den Gebrauchsspannungen wird nicht das Maximum sondern nur das Ergebnis der aktuellen Bemessung abgelegt. Für ein Maximum von Gebrauchsspannungen bitte einen reinen Überlagerungslauf verwenden.

Standardnorm ist EuroNorm: DIN EN 1992-1-1/NA:2013, DIN EN 1993-1-1/NA:2018, DIN EN 1994-1-1/NA:2010 (Germany) V 2022
Bemessung nach EuroNorm: DIN EN 1992-1-1:2004 (NA:2013) Stahlbeton- und Spannbetontragwerke
Schnittgrößen und Lastfälle enthalten Ergebnisse auf Gebrauchslastniveau
Die Bemessung erfolgt nach dem Baumann Verfahren.

Lastfälle für die Bemessung

Lastfall	Faktor	Bezeichnung
1301	1.000	MAXP-MXX QUAD Schnittgrößen in
1302	1.000	MINP-MXX QUAD Schnittgrößen in
1303	1.000	MAXP-MYY QUAD Schnittgrößen in
1304	1.000	MINP-MYY QUAD Schnittgrößen in
1305	1.000	MAXP-MXY QUAD Schnittgrößen in
1306	1.000	MINP-MXY QUAD Schnittgrößen in
1307	1.000	MAXP-VX QUAD Schnittgrößen in
1308	1.000	MINP-VX QUAD Schnittgrößen in
1309	1.000	MAXP-VY QUAD Schnittgrößen in
1310	1.000	MINP-VY QUAD Schnittgrößen in
1355	1.000	MAXP-PZ KNOT Auflagerkräfte in
1356	1.000	MINP-PZ KNOT Auflagerkräfte in
1357	1.000	MAXP-MX KNOT Auflagerkräfte in
1358	1.000	MINP-MX KNOT Auflagerkräfte in
1359	1.000	MAXP-MY KNOT Auflagerkräfte in
1360	1.000	MINP-MY KNOT Auflagerkräfte in
1375	1.000	MAXP-UZ KNOT Knotenverschiebunge
1376	1.000	MINP-UZ KNOT Knotenverschiebunge
1377	1.000	MAXP-URX KNOT Knotenverschiebung
1378	1.000	MINP-URX KNOT Knotenverschiebung
1379	1.000	MAXP-URY KNOT Knotenverschiebung
1380	1.000	MINP-URY KNOT Knotenverschiebung

Dachdecke über EG
Bemessung im Gebrauchszustand

Bewehrungsparameter zweilagige Bewehrung

Auswahl Grp Nr.	Elem Nr.	Abstand d1-o 2.Lage d1-u 2.Lage [mm]	[mm]	Durchmesser ds-o 2.Lage ds-u 2.Lage [mm]	[mm]	Rissbreite wk-o 2.Lage wk-u 2.Lage [mm]	[mm]	Stahlspannung sigso 2.Lage sigsu 2.Lage [MPa]	[MPa]	Mindestbew. aso 2.Lage asu 2.Lage [cm2/m]	[cm2/m]
für alle		40.0	50.0	10	10	0.30	0.30	-	-	-	-
		36.0	48.0	12	12	0.40	0.40	-	-	-	-
2		41.0	53.0	12	12	0.30	0.30	-	-	-	-
		37.0	51.0	14	14	0.40	0.40	-	-	-	-

Abstand	Abstand Stabmitte zur Oberfläche oben / unten
Durchmesser	Stabdurchmesser oben / unten
Rissbreite	Einzuhaltende Rissbreite oben / unten
Stahlspannung	Maximale Stahlspannung in Gebrauchsnachweis oben / unten
Mindestbew.	Mindestbewehrung oben / unten

Die Bewehrungsrichtungen beziehen sich auf die lokalen Koordinatensysteme
der Elemente und sind daher graphisch auszugeben.
Bei Eingabe einer Stahlspannung sigso... erfolgt der 'Rissnachweis nach Tabellen'
für diese Lage mit der eingegebenen Stahlspannung. Damit kann der Nachweis nach Stababstand
anstatt nach dem Stabdurchmesser erfolgen, vgl. Legende Steuerung der Gebrauchslastnachweise.

Steuerung der Gebrauchslastnachweise

Nr	Norm	dNW [mm]	
1	EN-1992	->para	Begrenzung der Rissbreite nach EN 1992 7.3.3¹

Gebrauchsnachweise erforderten eine Bewehrungserhöhung -> WINGRAF: Maßgebender Nachweis✓

¹ mit nationalem Anhang

dNW	Nachweisdurchmesser Rissbreitennachweis: ->para = aus den Bemessungsparametereingaben
7435	Elemente/Knoten wurden im Rissnachweis über den Stabdurchmesser nachgewiesen (Tabelle EN 1992-1-1 7.2N)

Bewehrungsrichtung der einzelnen Lagen

Winkel zwischen Hauptbewehrung (1. Lage) und lokaler x-Achse

Gruppennummer: 1,2 Hauptspannrichtung
(|| zu den Buchstabenachsen)
oben = 0° zur lokaler x-Achse
unten = 0° zur lokaler x-Achse

Die erforderliche Bewehrung wird für folgende LFK ermittelt.

Flächenelemente:

Bemessungslastfall 1 = GZT D ständige und vorübergehende Beanspruchung

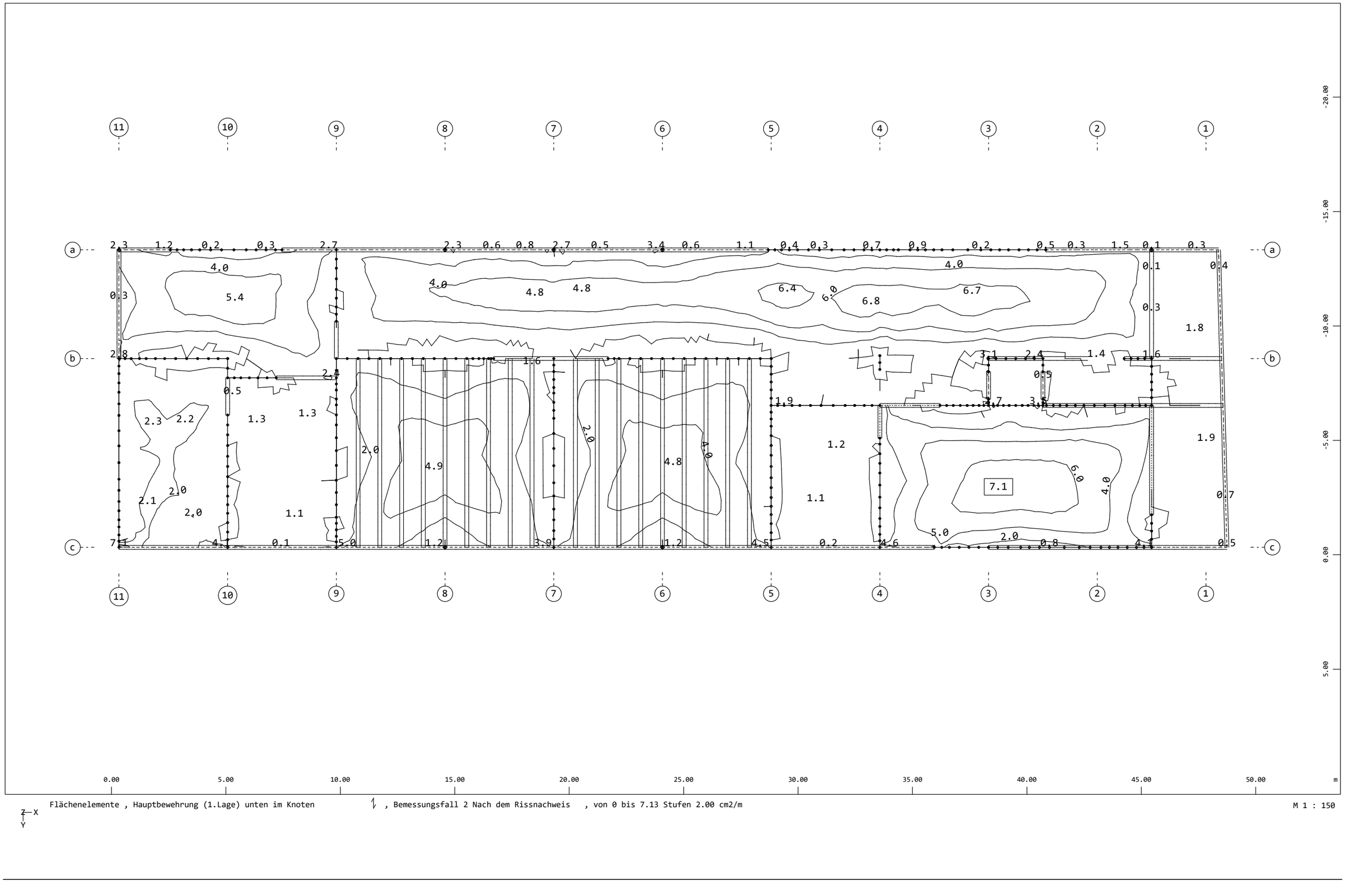
Bemessungslastfall 2 = GZG 1 Rissweite unter Last (quasi-ständige Kombination)

Das Maximum aus allen Kombinationen wird in den BLF 2 abgelegt. Nach dieser Kombination erfolgt die Bewehrungswahl, so dass alle Grenzzustände eingehalten werden.

Bereiche an Wandecken, Wandenden und über Stützen werden in der Regel gesondert nachgewiesen, da hier meist der Durchstanznachweis maßgebend wird.

Dieser wird mit einem anderen Programm geführt.

Dachdecke über EG
Bemessung

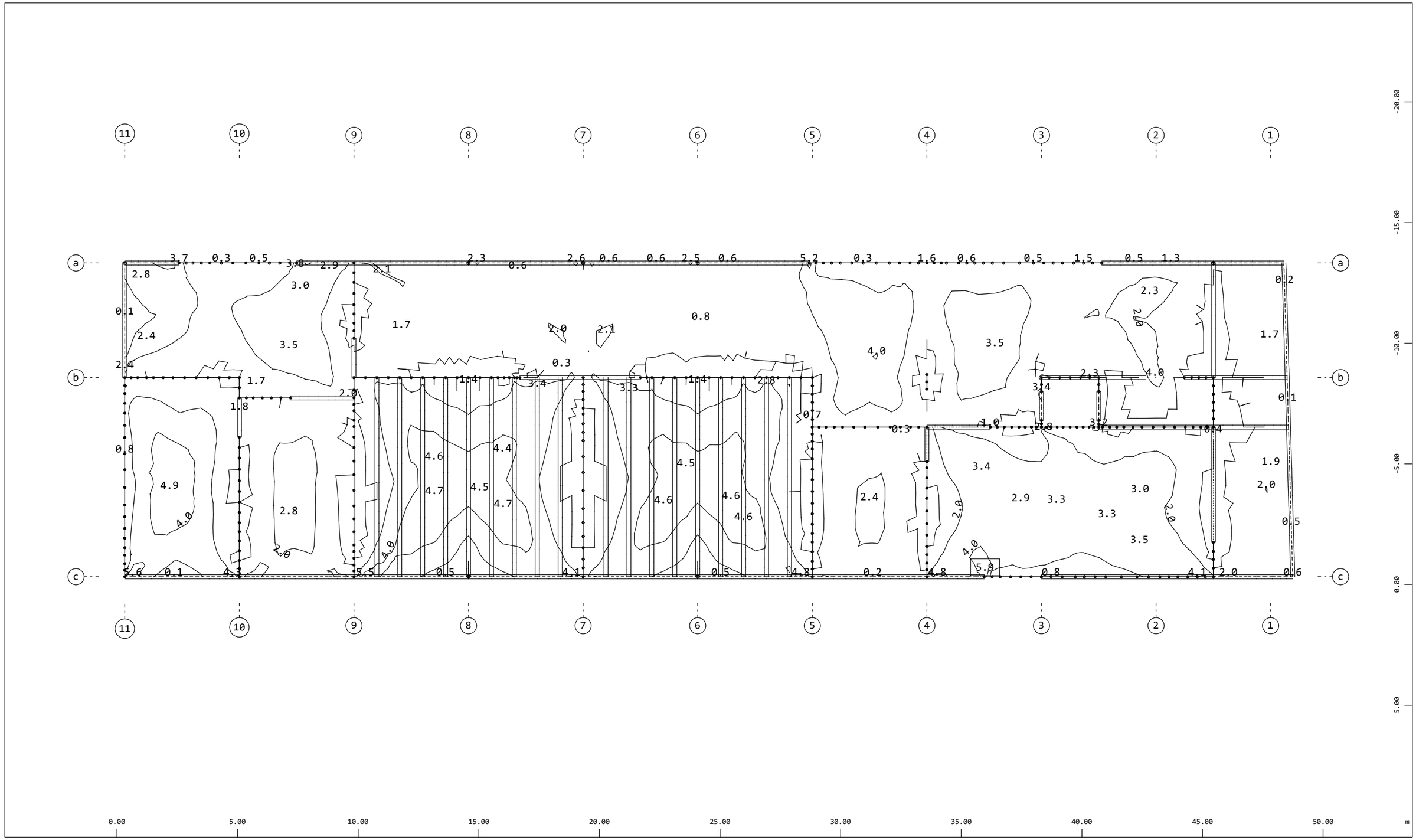


Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) unten im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , von 0 bis 7.13 Stufen 2.00 cm2/m

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Bemessung



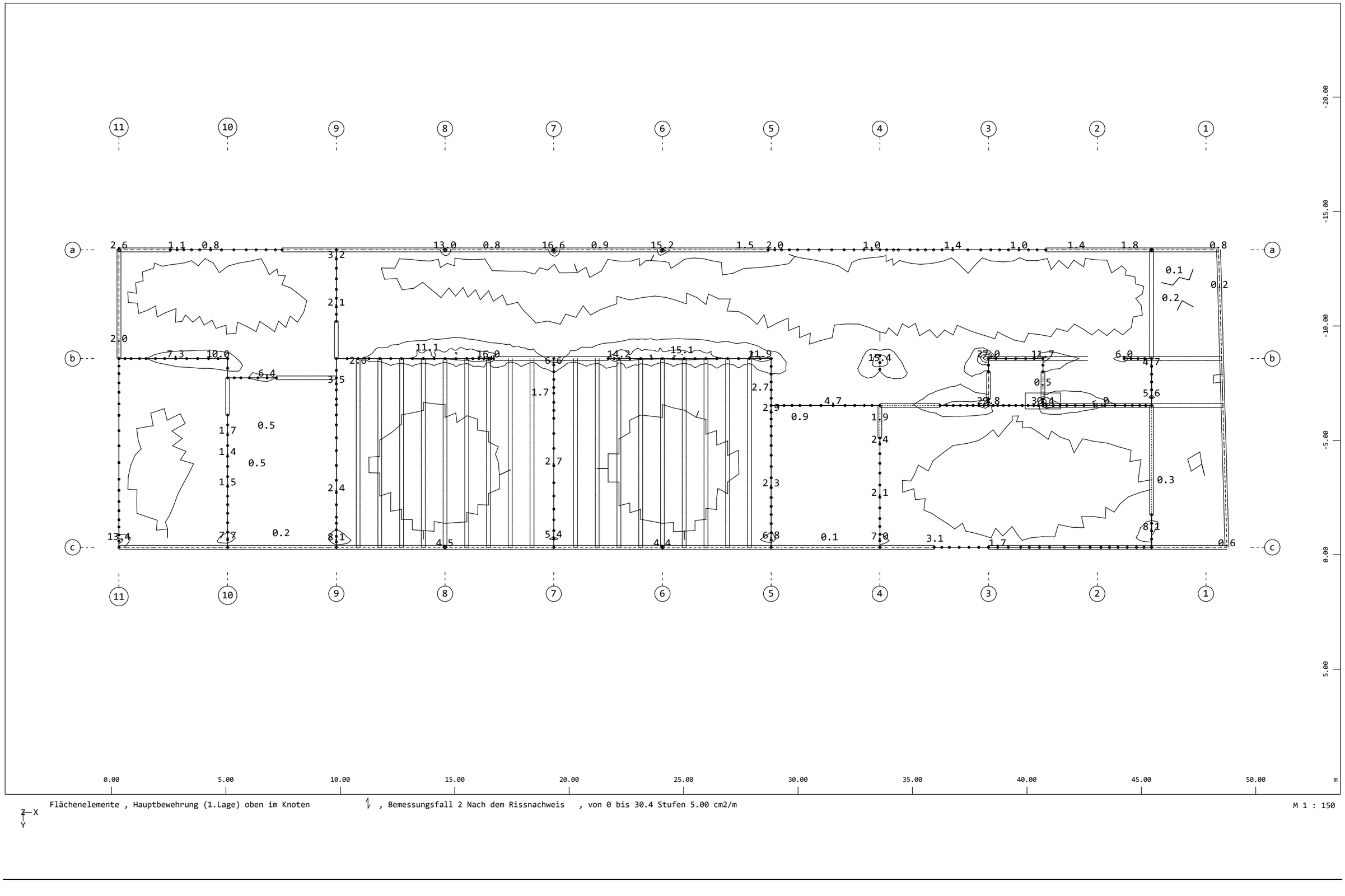
Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) unten im Knoten ⇌, Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , von 0 bis 5.91 Stufen 2.00 cm2/m

M 1 : 150

Z X
Y

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Bemessung

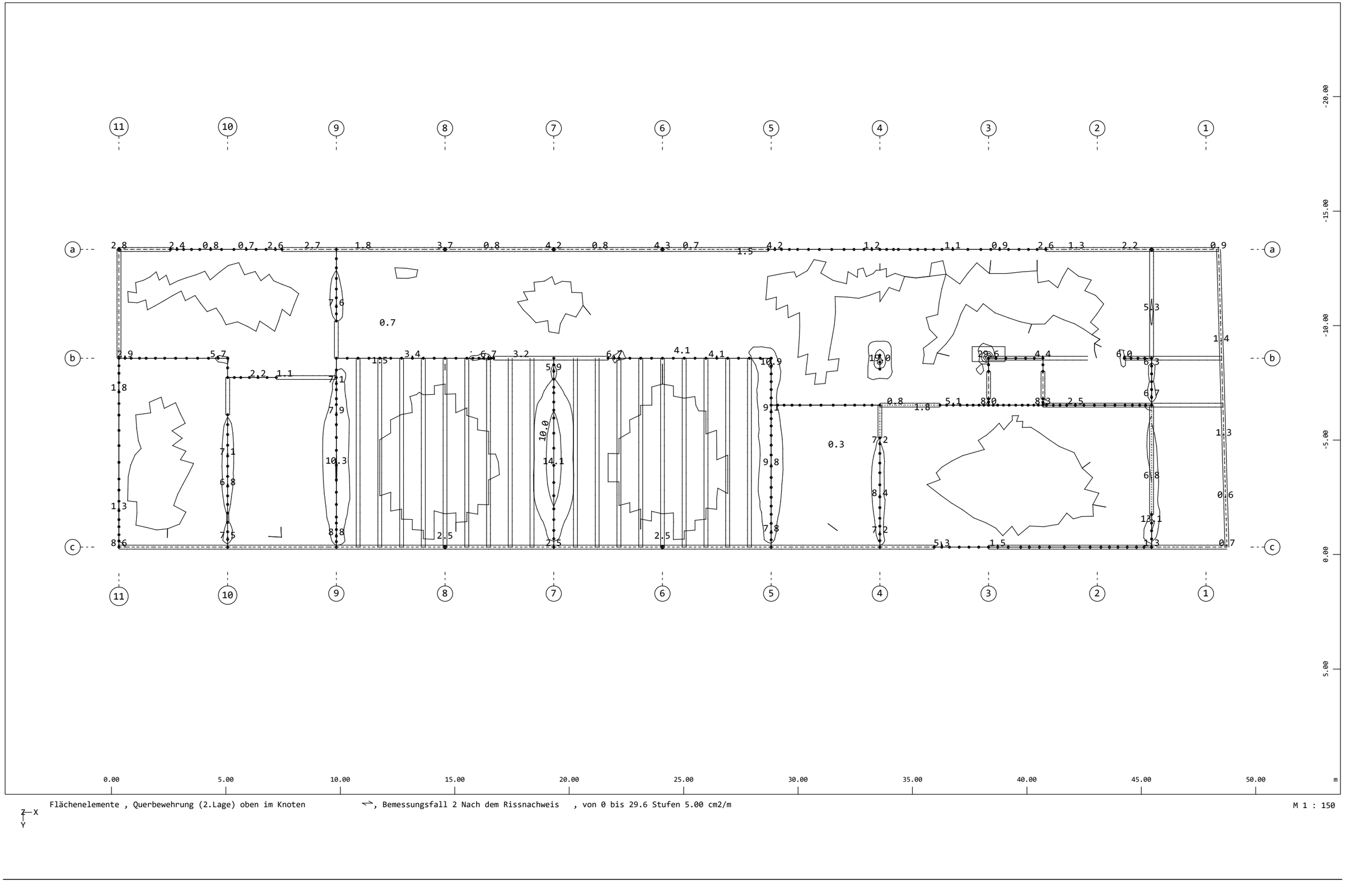


Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) oben im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , von 0 bis 30.4 Stufen 5.00 cm2/m

M 1 : 150

SOFISTIK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Bemessung



Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) oben im Knoten ⇌, Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , von 0 bis 29.6 Stufen 5.00 cm2/m

M 1 : 150

Z X Y

SOFISTIK AG - www.sofistik.de

Bemessung für Querkraft in der Deckenplatte

Auf den nachfolgenden Seiten sind die Ergebnisse der Querkraftbemessung wiedergegeben. Zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung $V_{RD,c}$ wird der Wert aus der Grundbewehrung angesetzt.

Da nach DIN EN 1992-1, Abschnitt 9.3.2(3) für $V_{Ed} \leq 0{,}33 \cdot V_{Rd,max}$ die Querkraftbewehrung vollständig aus Querkraftzulagen bestehen darf, werden in Abhängigkeit der SOFiSTiK-Ergebnisse die erforderlichen Bügeldurchmesser bzw. Bügelabstände bestimmt.

Deckendicke	min.Grundbewehrung	vorh. a_s	$V_{RD,ct}$
20 cm	Ø12/15	7,54 cm²	86,2 kN

→ Berechnung $V_{RD,ct}$ siehe nachfolgende Seiten

Querkraftwiderstand eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung gem. DIN EN 1992-1-1, 6.2.2

Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit

$$V_{Rd.c} = \left(\frac{0.15}{\gamma_c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})} + 0.12 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d \quad (6.2a)$$

Mindestwert des Querkraftwiderstandes

$$V_{Rd.c.min} = (v_{min} + 0.12 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (6.2b)$$

mit $v_{min} = \frac{\kappa_1}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\kappa^3 \cdot f_{ck}}$ $\kappa_1 = 0.0375 .. 0.0525$ (6.3DE)

Bauteilabmessungen $h := 0.20 \cdot m$ $b_w := 1.00 \cdot m$

Beton Beton := "C30/37" $\gamma_c = 1.5$

Bewehrung $c := 35 \cdot mm$ Stahl := "B500"

Anzahl der Bewehrungslagen / Durchmesser / Abstand $n_{s.L} := 1$ Lage(n) - $\varnothing d_s := 12$ $s := 15 \cdot cm$

Betonlängsspannung in der Bauteilschwerachse (Druck positiv, Zug negativ) $N_{Ed} := 0 \cdot kN$

$$\sigma_{cp} := min\left(\frac{N_{Ed}}{b_w \cdot h}, 0.2 \cdot f_{cd}(Beton)\right) = 0 \text{ MN/m²}$$

<! $0.2 \cdot f_{cd}(Beton) = 3.4$ *MN/m²*

$$\kappa := min\left(1 + \sqrt{\frac{200 \cdot mm}{d}}, 2.0\right) \quad \begin{matrix} <! \\ 2.0 \end{matrix} \quad \kappa = 2$$

κ_1 = 0.0525 für d ≤ 600 mm = 0.0375 für d ≥ 800 mm = interpoliert für 600 < d < 800 mm $\kappa_1 = 0.0525$

$\rho_l = 0.47$ % <! 2%

$$V_{Rd.c.min} := \left(\frac{\kappa_1}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\kappa^3 \cdot f_{c.k}} \cdot \left(\frac{MN}{m^2}\right) + 0.12 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d = 86.2 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.c} := \left(\frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \kappa \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{c.k}} \cdot \left(\frac{MN}{m^2}\right) + 0.12 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d$$

$V_{Rd.c} = 77.1\ kN$

Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd.c} := \max\left(V_{Rd.c}, V_{Rd.c.min}\right)$ $V_{Rd.c} = 86.2\ kN$

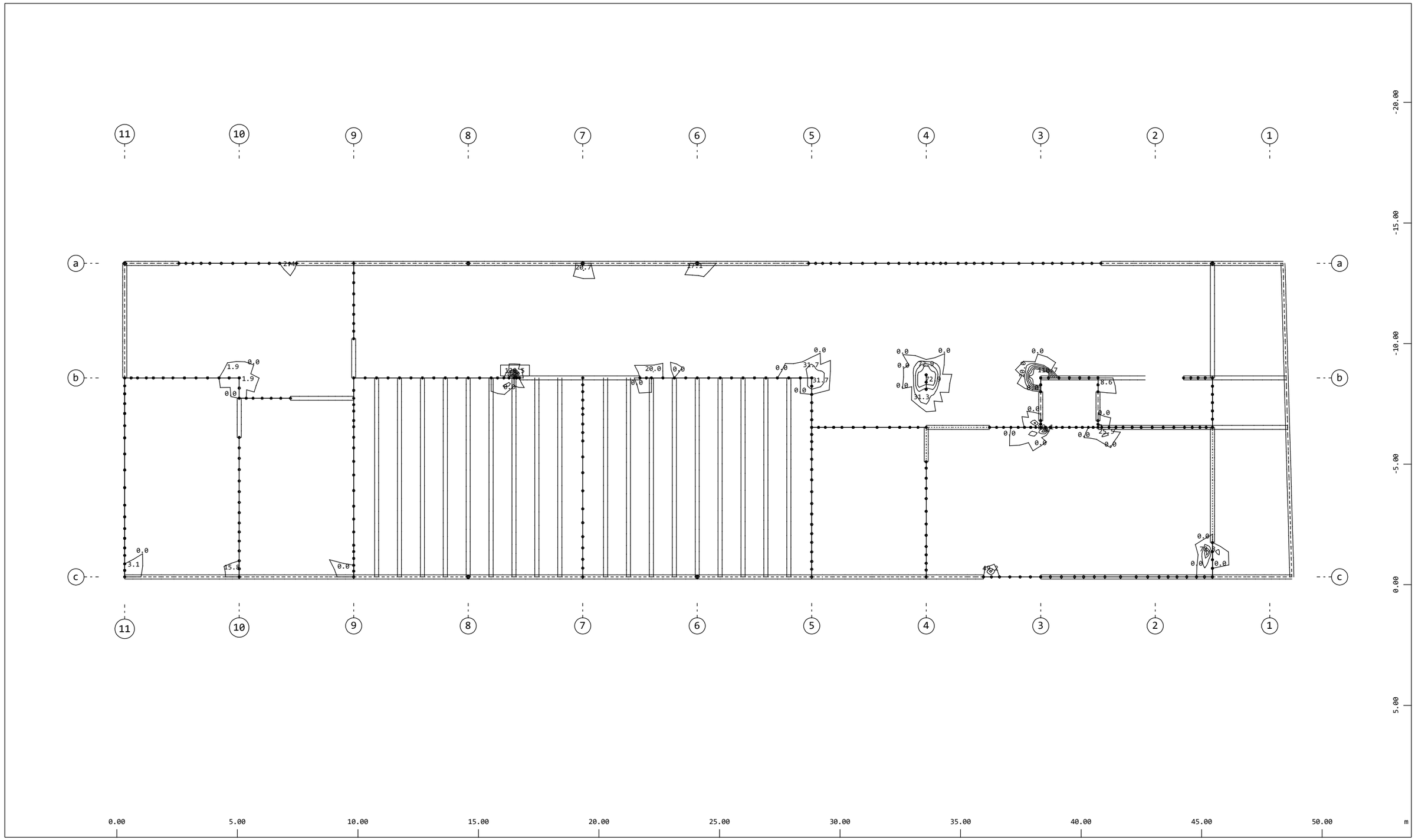
$v_{Rd.c} := \frac{V_{Rd.c}}{b_w \cdot d}$ $v_{Rd.c} = 0.54\ MN/m^2$

Übersicht über die Programmausgabe:

Als Ergebnisse der Berechnung werden folgende Übersichten ausgegeben:

- max. V_{ED} / $V_{RD,max}$…….....GZT
- max. V_{ED} (Werte über $V_{RD,ct}$)…….....GZT

Dachdecke über EG
Bemessung

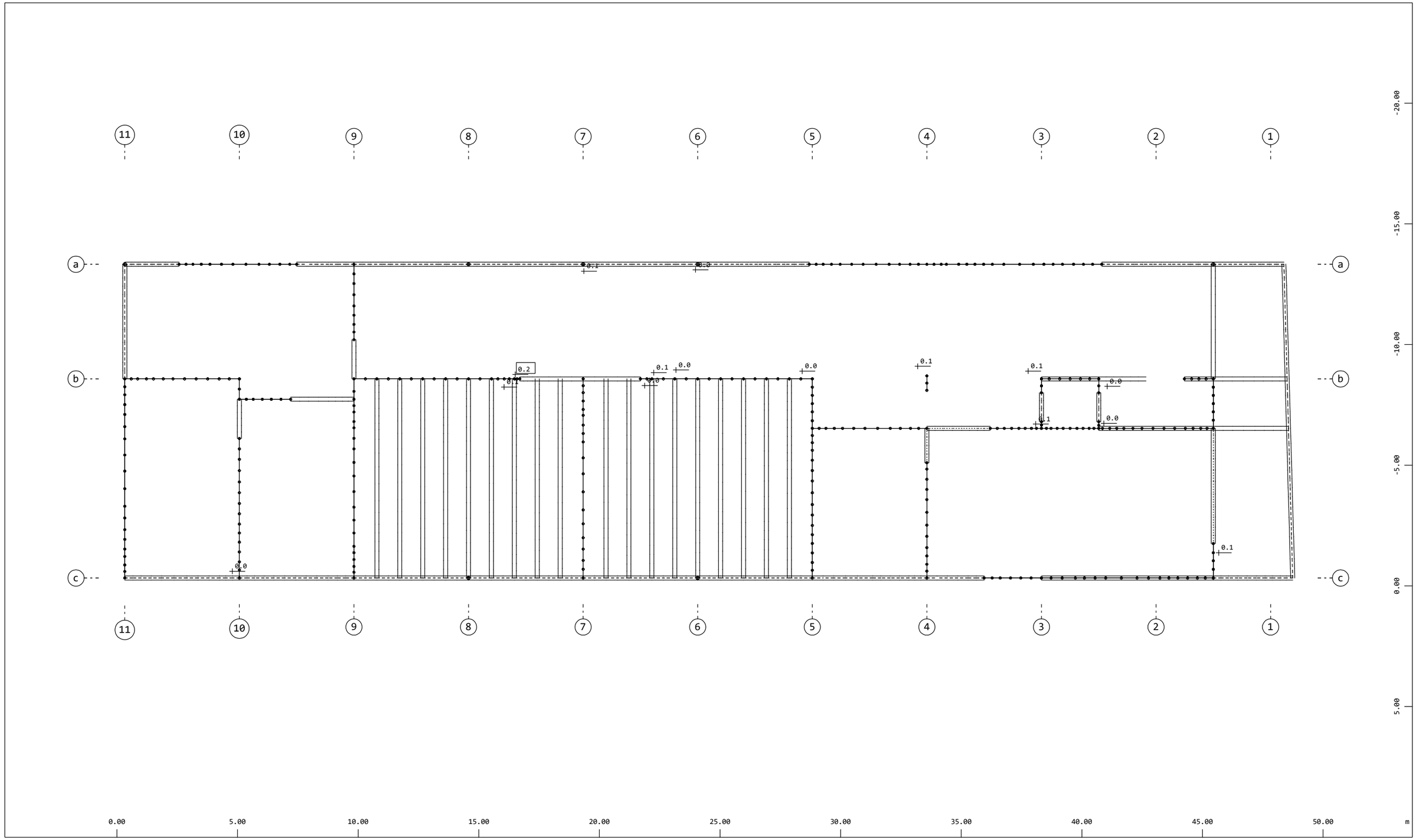


Maximale Bemessungsquerkraft VED im Knoten, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , Differenzen zu 86.0, von 0 bis 120.5 Stufen 20.0 kN/m

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Bemessung



max.VED / VRDmax im Knoten in -, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , Differenzen zu 0.300 (Max=0.178)

Z—X
|
Y

M 1 : 150

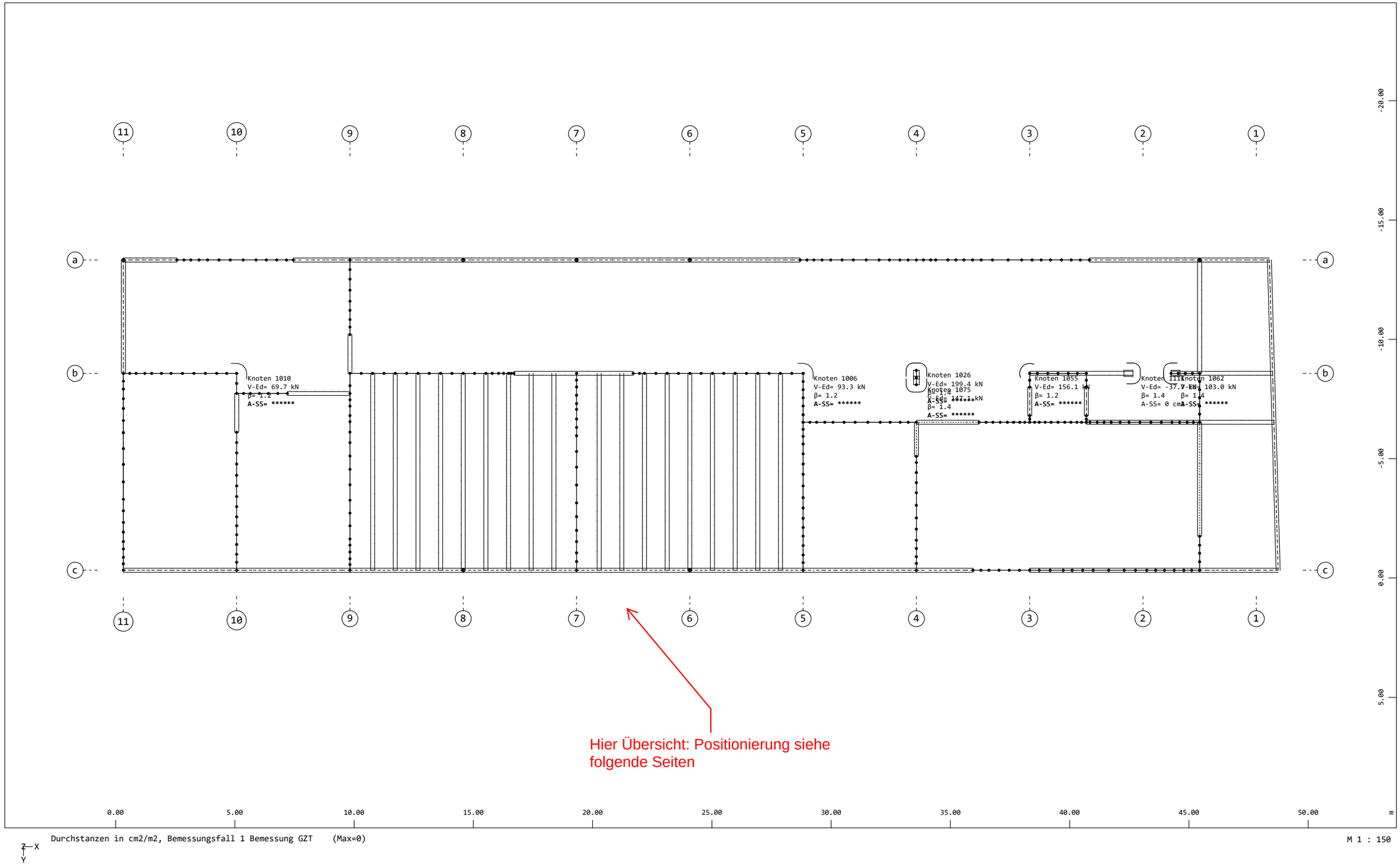
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Bemessung auf Durchstanzen

Folgende Durchstanzlasten sind für die Decke über dem OG wiedergegeben.

Siehe folgende Seiten

Dachdecke über EG
Bemessung

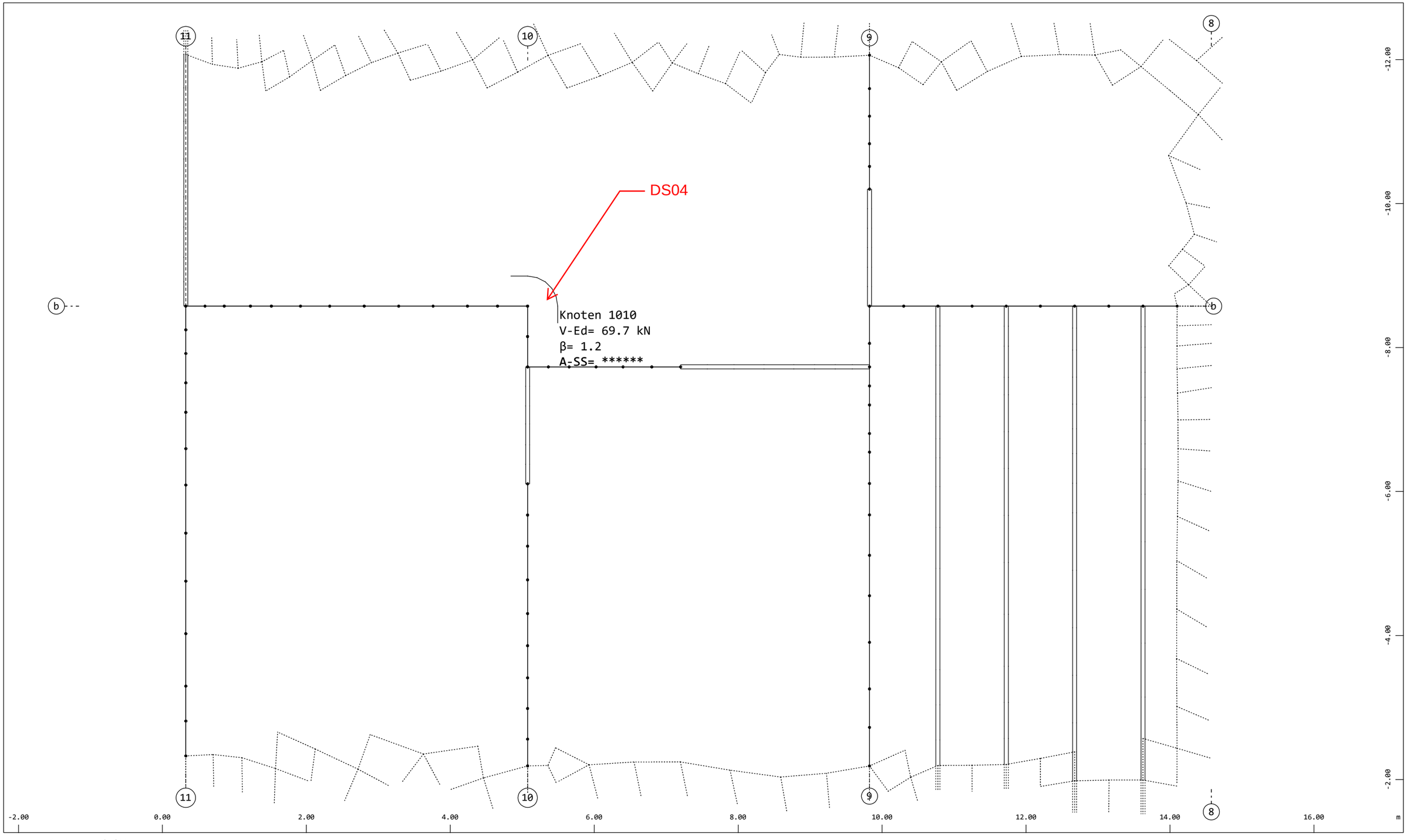


Durchstanzen in cm2/m2, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT (Max=0)

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Bemessung

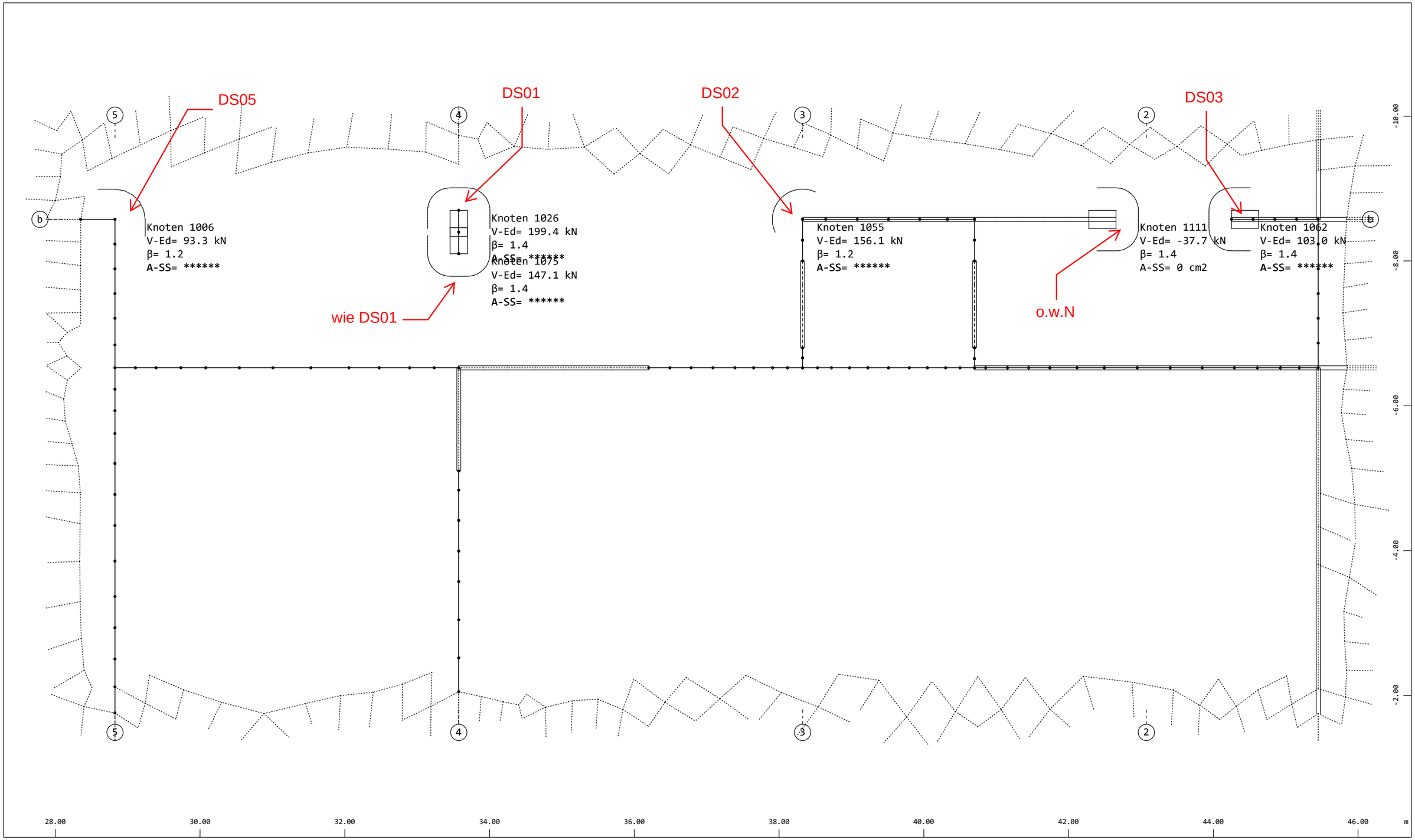


Systemausschnitt
Durchstanzen in cm2/m2, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT (Max=0)

M 1 : 50

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Bemessung



Systemausschnitt
Durchstanzen in cm2/m2, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT (Max=0)

M 1 : 50

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

HALFEN HDB Durchstanzbewehrung, ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12)
HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.62

HALFEN

Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.

Bemerkung: Achse 4/b

Durchstanznachweis für Rechteckstütze im Randbereich, Rand parallel zu a (**Ortbetonplatte**)

Bemessungswert Durchstanzlast	V_{Ed}	=	200,0 kN
Lasterhöhungsfaktor	β	=	1,40
Plattendicke	h	=	20 cm
statische Nutzhöhe	d	=	15 cm
Stützenbreite	b	=	25 cm
Stützenbreite	a	=	25 cm
Randabstand / Neigung	e / α	=	0 cm / 0 °
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o}$ / $c_{nom,u}$	=	3,5 cm / 3 cm
Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Flächenbewehrung	a_{sx}	=	11,31 cm²/m (ρ_x = 0,75 %)
Flächenbewehrung	a_{sy}	=	11,3 cm²/m (ρ_y = 0,75 %)
Längsbewehrungsgrad	ρ_l	=	0,75 % < 1,63 %

am kritischen Rundschnitt u_1

Rundschnittführung analog Innenstütze			
bezogener Stützenumfang	u_0 / d	=	6,7
u_1		=	169,2 cm
$k = min\ \{ 1 + \sqrt{200/d[mm]}\ ; 2 \}$		=	2,00
Vorfaktor für $v_{Rd,c,1}$ nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04	$C_{Rd,c}$	=	0,12
$v_{Rd,c,1} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$		=	638,73 kN/m²
$v_{Rd,c,2} = v_{min} = 0{,}0525/\gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	494,97 kN/m²

$V_{Rd,c} = max\ \{v_{Rd,c,1}; v_{Rd,c,2}\} \cdot u_1 \cdot d = 162{,}2\ kN < 280{,}0\ kN = V_{Ed} \cdot \beta$
$V_{Rd,max} = 1{,}96 \cdot V_{Rd,c} = 317{,}8\ kN > 280{,}0\ kN = V_{Ed} \cdot \beta$

am äußeren Rundschnitt u_{out}

$u_{out,\,req} = 275{,}5\ cm < 301{,}2\ cm = u_{out,\,prov}$: Rundschnittführung analog Innenstütze
$l_{s,\,req} = 41{,}3\ cm < 49{,}5\ cm = l_{s,\,prov}$

$\beta_{red} = max\ \{ \beta / (1{,}2 + \beta \cdot l_{s,\,prov}/(20 \cdot d))\ ;\ 1{,}1 \}$		=	1,10
Vorfaktor für $v_{Rd,c,out,1}$ nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04	$C_{Rd,c,out}$	=	0,10
$v_{Rd,c,out,1} = C_{Rd,c,out} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$		=	532,27 kN/m²
$v_{Rd,c,out,2} = v_{min} = 0{,}0525/\gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	494,97 kN/m²

$V_{Rd,c,out} = max\ \{v_{Rd,c,out,1}; v_{Rd,c,out,2}\} \cdot u_{out,\,prov} \cdot d = 240{,}5\ kN > 220{,}0\ kN = V_{Ed} \cdot \beta_{red}$

Ankerdurchmesser d_A :	12 mm	14 mm	16 mm	20 mm	25 mm
Bereich C :	6	5	4	3	2

Gewählt:	innen :	HDB-12/135-2/220 (55/110/55)
	außen :	HDB-12/135-3/330 (55/110/110/55)

Anzahl der Kombinationen pro Stütze m_C = 5 Anzahl der Stützen = 2

$V_{Rd,sy} = m_C \cdot n_C \cdot d_A^2 / 4 \cdot \pi \cdot f_{yd}/\eta = 491{,}7\ kN > 280{,}0\ kN = V_{Ed} \cdot \beta\ (\eta = 1{,}00)$

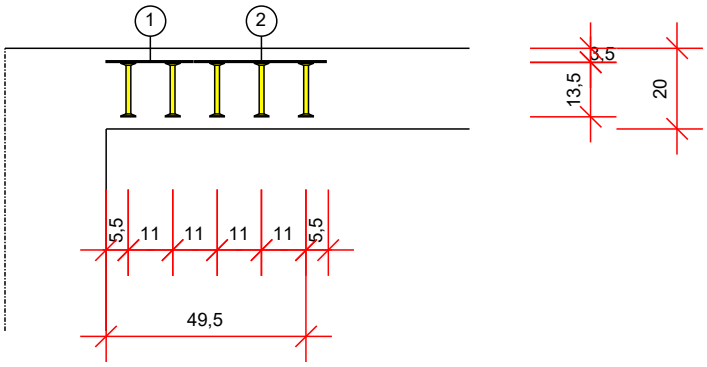
Elementabstand innen / außen = 23,5 cm / 49,7 cm

Leviat GmbH, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld, Tel.: +49 2173 970 0, Fax: +49 2173 970 123 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

Hinweis: Für die Abreißbewehrung ist DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 zu berücksichtigen:
$A_s = V_{Ed}/(1{,}4 \cdot f_{yk}) = 2{,}9\ cm^2$

Verlegebereich

Schnitt M 1:18

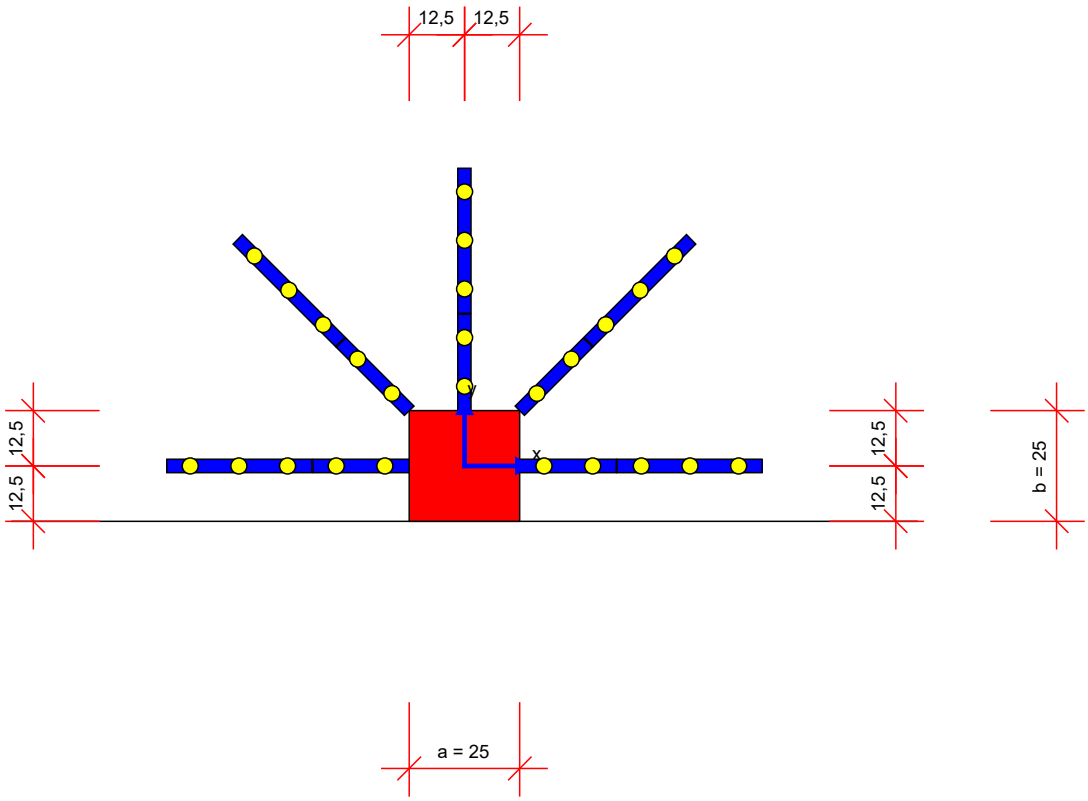


① 5x 1x HDB-12/135-2/220 (55/110/55)

② 5x 1x HDB-12/135-3/330 (55/110/110/55)

[cm]

Grundriss M 1:17



Mindeststablängen: $l_{bar,min,x} = 199\ cm + 2 \cdot l_{bd}$; $l_{bar,min,y} = 112\ cm + l_{bd}$; l_{bd} Bemessungswert Verankerungslänge
Mindeststablänge wurde nach Heft 600 (2. Auflage 2020) ermittelt.
Hinweis: Aus anderen Nachweisen können sich größere erforderliche Mindeststablängen ergeben.
Stablängen ohne Verankerungselement am freien Rand ermittelt. Die Verankerung am freien Rand ist gesondert nachzuweisen.

Leviat GmbH, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld, Tel.: +49 2173 970 0, Fax: +49 2173 970 123 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

HALFEN HDB Durchstanzbewehrung, ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12)
HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.62

HALFEN

Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.

Bemerkung: Achse 3/b

Durchstanznachweis für Innenecke (**Ortbetonplatte**)

Bemessungswert Durchstanzlast	V_{Ed}	=	156,0 kN
Lasterhöhungsfaktor	β	=	1,20
Plattendicke	h	=	20 cm
statische Nutzhöhe	d	=	15 cm
Wanddicke	b	=	22,5 cm
Einflussbreite	a	=	22,5 cm
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o}$ / $c_{nom,u}$	=	3,5 cm / 3 cm
Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Flächenbewehrung	a_{sx}	=	15,39 cm²/m (ρ_x = 1,03 %)
Flächenbewehrung	a_{sy}	=	15,4 cm²/m (ρ_y = 1,03 %)
Längsbewehrungsgrad	ρ_l	=	1,03 % < 1,63 %

am kritischen Rundschnitt u_1
Rundschnittführung analog Innenstütze

bezogener Stützenumfang	u_0 / d	=	6
u_1		=	92,1 cm
$k = min\ \{ 1 + \sqrt{200/d[mm]}\ ; 2 \}$		=	2,00
Vorfaktor für $v_{Rd,c,1}$ nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04	$C_{Rd,c}$	=	0,12
$v_{Rd,c,1} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$		=	707,79 kN/m²
$v_{Rd,c,2} = v_{min} = 0{,}0525/\gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	494,97 kN/m²

$V_{Rd,c} = max\ \{v_{Rd,c,1}; v_{Rd,c,2}\} \cdot u_1 \cdot d = 97{,}8\ kN < 187{,}2\ kN = V_{Ed} \cdot \beta$
$V_{Rd,max} = 1{,}96 \cdot V_{Rd,c} = 191{,}7\ kN > 187{,}2\ kN = V_{Ed} \cdot \beta$

am äußeren Rundschnitt u_{out}
$u_{out,\,req} = 194\ cm < 209{,}9\ cm = u_{out,\,prov}$: Rundschnittführung analog Innenstütze
$l_{s,\,req} = 72{,}3\ cm < 82{,}5\ cm = l_{s,\,prov}$

$\beta_{red} = max\ \{ \beta / (1{,}2 + \beta \cdot l_{s,\,prov}/(40 \cdot d))\ ;\ 1{,}1 \}$		=	1,10
Vorfaktor für $v_{Rd,c,out,1}$ nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04	$C_{Rd,c,out}$	=	0,10
$v_{Rd,c,out,1} = C_{Rd,c,out} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$		=	589,83 kN/m²
$v_{Rd,c,out,2} = v_{min} = 0{,}0525/\gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	494,97 kN/m²

$V_{Rd,c,out} = max\ \{v_{Rd,c,out,1}; v_{Rd,c,out,2}\} \cdot u_{out,\,prov} \cdot d = 185{,}7\ kN > 171{,}6\ kN = V_{Ed} \cdot \beta_{red}$

Ankerdurchmesser d_A :	12 mm	14 mm	16 mm	20 mm	25 mm
Bereich C :	4	3	3	2	1

Gewählt:	innen :	HDB-12/135-2/220 (55/110/55)
	außen :	3 x HDB-12/135-2/220 (55/110/55)

Anzahl der Kombinationen pro Stütze m_C= 6 Anzahl der Stützen = 1

$V_{Rd,sy} = m_C \cdot n_C \cdot d_A^2 / 4 \cdot \pi \cdot f_{yd}/\eta = 590{,}1\ kN > 187{,}2\ kN = V_{Ed} \cdot \beta\ (\eta = 1{,}00)$

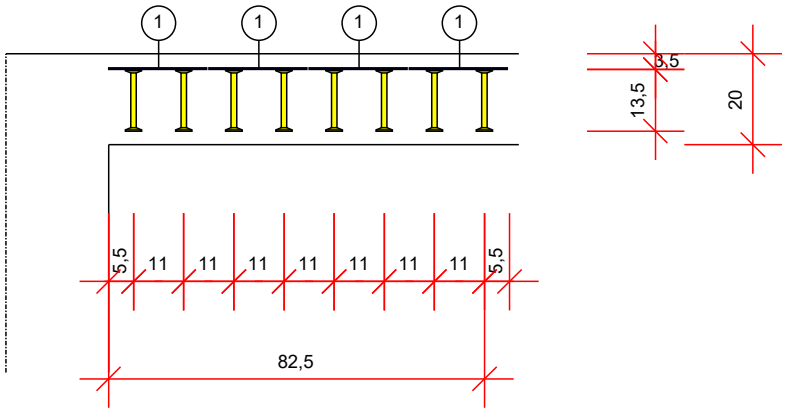
Elementabstand innen / außen = 13,3 cm / 48,2 cm

Leviat GmbH, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld, Tel.: +49 2173 970 0, Fax: +49 2173 970 123 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

Hinweis: Für die Abreißbewehrung ist DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 zu berücksichtigen:
$A_s = V_{Ed}/(1{,}4 \cdot f_{yk}) = 2{,}2$ cm²

Verlegebereich

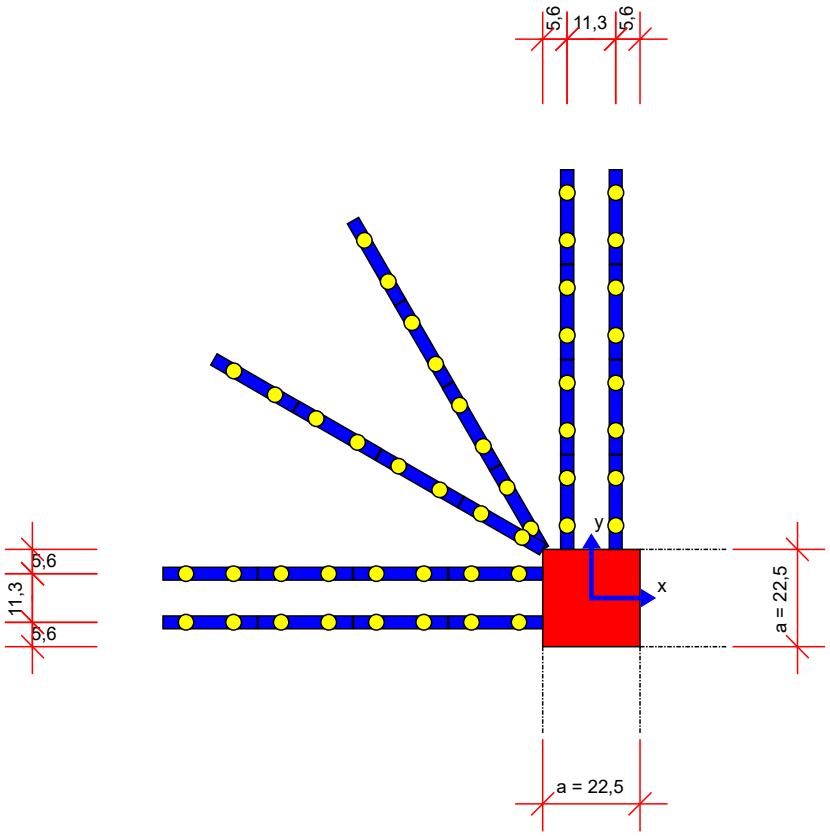
Schnitt M 1:16



(1) 6x 4x HDB-12/135-2/220 (55/110/55)

[cm]

Grundriss M 1:17



Mindeststablängen: $l_{bar,min,x} = 142{,}5$ cm + 2 · l_{bd}; $l_{bar,min,y} = 142{,}5$ cm + 2 · l_{bd}; l_{bd} Bemessungswert Verankerungslänge
Mindeststablänge wurde nach Heft 600 (2. Auflage 2020) ermittelt.
Hinweis: Aus anderen Nachweisen können sich größere erforderliche Mindeststablängen ergeben.
Die Stäbe sind beginnend vom Anschnitt der Wand mindestens 120 cm + l_{bd} in die Platte zu führen.

Leviat GmbH, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld, Tel.: +49 2173 970 0, Fax: +49 2173 970 123 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

HALFEN HDB Durchstanzbewehrung, ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12)
HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.62

HALFEN

Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.

Bemerkung: Achse 2/b

Durchstanznachweis für Rechteckstütze im Randbereich, Rand parallel zu b (**Ortbetonplatte**)

Bemessungswert Durchstanzlast	V_{Ed}	=	103,0 kN
Lasterhöhungsfaktor	β	=	1,40
Plattendicke	h	=	20 cm
statische Nutzhöhe	d	=	15 cm
Stützenbreite	b	=	25 cm
Stützenbreite	a	=	25 cm
Randabstand / Neigung	c / α	=	0 cm / 0 °
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o}$ / $c_{nom,u}$	=	3,5 cm / 3 cm
Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Flächenbewehrung	a_{sx}	=	7,54 cm²/m (ρ_x = 0,50 %)
Flächenbewehrung	a_{sy}	=	7,54 cm²/m (ρ_y = 0,50 %)
Längsbewehrungsgrad	ρ_l	=	0,50 % < 1,63 %

am kritischen Rundschnitt u_1
Rundschnittführung analog Innenstütze

bezogener Stützenumfang	u_0 / d	=	6,7
u_1		=	169,2 cm
$k = min\ \{ 1 + \sqrt{200/d[mm]}\ ; 2 \}$		=	2,00
Vorfaktor für $v_{Rd,c,1}$ nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04	$C_{Rd,c}$	=	0,12
$v_{Rd,c,1} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$		=	558,1 kN/m²
$v_{Rd,c,2} = v_{min} = 0{,}0525/\gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	494,97 kN/m²

$V_{Rd,c} = max\ \{v_{Rd,c,1}; v_{Rd,c,2}\} \cdot u_1 \cdot d = 141{,}7\ kN < 144{,}2\ kN = V_{Ed} \cdot \beta$
$V_{Rd,max} = 1{,}96 \cdot V_{Rd,c} = 277{,}7\ kN > 144{,}2\ kN = V_{Ed} \cdot \beta$

am äußeren Rundschnitt u_{out}
$u_{out,\,req} = 159{,}2\ cm < 197{,}5\ cm = u_{out,\,prov}$: Rundschnittführung analog Innenstütze
$l_{s,\,req} = 4{,}3\ cm < 16{,}5\ cm = l_{s,\,prov}$

$\beta_{red} = max\ \{ \beta / (1{,}2 + \beta \cdot l_{s,\,prov}/(20 \cdot d))\ ; 1{,}1 \}$		=	1,10
Vorfaktor für $v_{Rd,c,out,1}$ nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04	$C_{Rd,c,out}$	=	0,10
$v_{Rd,c,out,1} = C_{Rd,c,out} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$		=	465,09 kN/m²
$v_{Rd,c,out,2} = v_{min} = 0{,}0525/\gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	494,97 kN/m²

$V_{Rd,c,out} = max\ \{v_{Rd,c,out,1}; v_{Rd,c,out,2}\} \cdot u_{out,\,prov} \cdot d = 146{,}7\ kN > 113{,}3\ kN = V_{Ed} \cdot \beta_{red}$

Ankerdurchmesser d_A :	12 mm	14 mm	16 mm	20 mm	25 mm
Bereich C :	3	3	2	2	1

Gewählt:	innen :	HDB-12/135-2/220 (55/110/55)
	außen :	--

Anzahl der Kombinationen pro Stütze m_C = 5 Anzahl der Stützen = 1

$V_{Rd,sy} = m_C \cdot n_C \cdot d_A^2 / 4 \cdot \pi \cdot f_{yd}/\eta = 491{,}7\ kN > 144{,}2\ kN = V_{Ed} \cdot \beta\ (\eta = 1{,}00)$

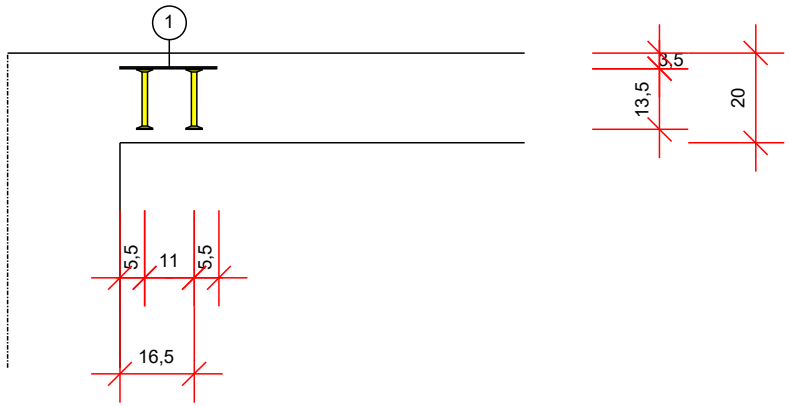
Elementabstand innen / außen = 23,5 cm / 24,6 cm

Leviat GmbH, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld, Tel.: +49 2173 970 0, Fax: +49 2173 970 123 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

Hinweis: Für die Abreißbewehrung ist DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 zu berücksichtigen:
$A_s = V_{Ed}/(1{,}4 \cdot f_{yk}) = 1{,}5$ cm²

Verlegebereich

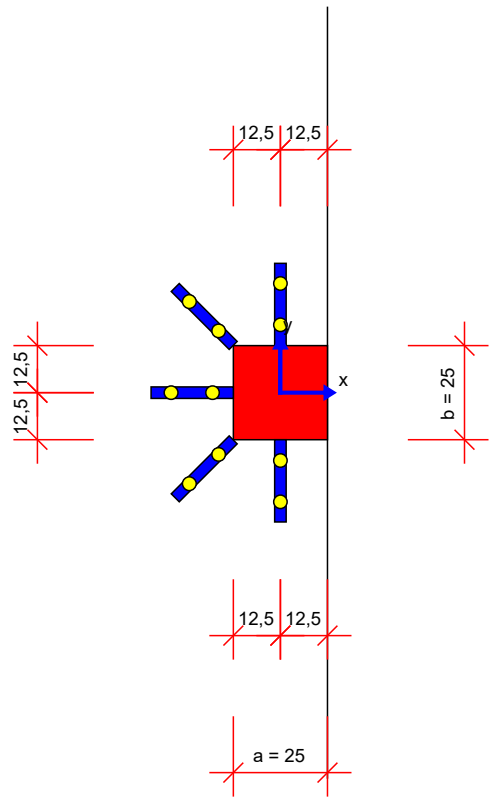
Schnitt M 1:16



1 5x 1x HDB-12/135-2/220 (55/110/55)

[cm]

Grundriss M 1:20



Mindeststablängen: $l_{bar,min,x} = 79$ cm + l_{bd}; $l_{bar,min,y} = 133$ cm + 2 · l_{bd}; l_{bd} Bemessungswert Verankerungslänge
Mindeststablänge wurde nach Heft 600 (2. Auflage 2020) ermittelt.
Hinweis: Aus anderen Nachweisen können sich größere erforderliche Mindeststablängen ergeben.
Stablängen ohne Verankerungselement am freien Rand ermittelt. Die Verankerung am freien Rand ist gesondert nachzuweisen.

Leviat GmbH, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld, Tel.: +49 2173 970 0, Fax: +49 2173 970 123 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

HALFEN HDB Durchstanzbewehrung, ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12)
HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.62

HALFEN

Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.

Bemerkung: Achse10/b

Durchstanznachweis für Rechteckstütze im Eckbereich (**Ortbetonplatte**)

Bemessungswert Durchstanzlast	V_{Ed}	=	65,8 kN
Lasterhöhungsfaktor	β	=	1,50
Plattendicke	h	=	20 cm
statische Nutzhöhe	d	=	15 cm
Stützenbreite	b	=	25 cm
Stützenbreite	a	=	25 cm
Randabstand / Neigung	c / α	=	0 cm / 0 °
Randabstand / Neigung	e / α	=	0 cm / 0 °
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o}$ / $c_{nom,u}$	=	3,5 cm / 3 cm
Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Flächenbewehrung	a_{sx}	=	7,85 cm²/m (ρ_x = 0,52 %)
Flächenbewehrung	a_{sy}	=	7,85 cm²/m (ρ_y = 0,52 %)
Längsbewehrungsgrad	ρ_l	=	0,52 % < 1,63 %

am kritischen Rundschnitt u_1
Rundschnittführung analog Innenstütze

bezogener Stützenumfang	u_0 / d	=	6,7
u_1		=	97,1 cm
$k = min\ \{ 1 + \sqrt{200/d[mm]}\ ; 2 \}$		=	2,00
Vorfaktor für $v_{Rd,c,1}$ nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04	$C_{Rd,c}$	=	0,12
$v_{Rd,c,1} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$		=	565,4 kN/m²
$v_{Rd,c,2} = v_{min} = 0{,}0525/\gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	494,97 kN/m²

$V_{Rd,c} = max\ \{v_{Rd,c,1}; v_{Rd,c,2}\} \cdot u_1 \cdot d = 82{,}4\ kN < 98{,}7\ kN = V_{Ed} \cdot \beta$
$V_{Rd,max} = 1{,}96 \cdot V_{Rd,c} = 161{,}4\ kN > 98{,}7\ kN = V_{Ed} \cdot \beta$

am äußeren Rundschnitt u_{out}
$u_{out,\,req} = 103{,}9\ cm < 111{,}3\ cm = u_{out,\,prov}$: Rundschnittführung analog Innenstütze
$l_{s,\,req} = 11{,}8\ cm < 16{,}5\ cm = l_{s,\,prov}$

$\beta_{red} = max\ \{ \beta / (1{,}2 + \beta \cdot l_{s,\,prov}/(15 \cdot d)) ; 1{,}1 \}$		=	1,15
Vorfaktor für $v_{Rd,c,out,1}$ nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04	$C_{Rd,c,out}$	=	0,10
$v_{Rd,c,out,1} = C_{Rd,c,out} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$		=	471,17 kN/m²
$v_{Rd,c,out,2} = v_{min} = 0{,}0525/\gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	494,97 kN/m²

$V_{Rd,c,out} = max\ \{v_{Rd,c,out,1}; v_{Rd,c,out,2}\} \cdot u_{out,\,prov} \cdot d = 82{,}6\ kN > 75{,}3\ kN = V_{Ed} \cdot \beta_{red}$

Ankerdurchmesser d_A :	12 mm	14 mm	16 mm	20 mm	25 mm
Bereich C :	3	2	2	1	1

Gewählt:	innen :	HDB-12/135-2/220 (55/110/55)
	außen :	--

Anzahl der Kombinationen pro Stütze m_C= 3 Anzahl der Stützen = 1

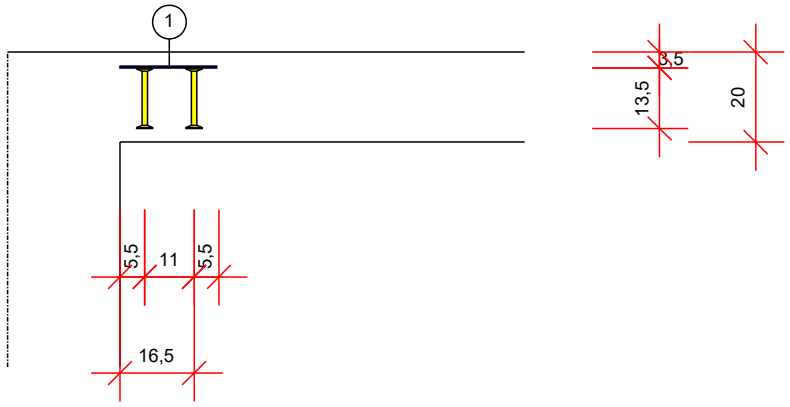
$V_{Rd,sy} = m_C \cdot n_C \cdot d_A^2 / 4 \cdot \pi \cdot f_{yd}/\eta = 295{,}0\ kN > 98{,}7\ kN = V_{Ed} \cdot \beta\ (\eta = 1{,}00)$

Leviat GmbH, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld, Tel.: +49 2173 970 0, Fax: +49 2173 970 123 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

Elementabstand innen / außen = 23,5 cm / 24,6 cm

Verlegebereich

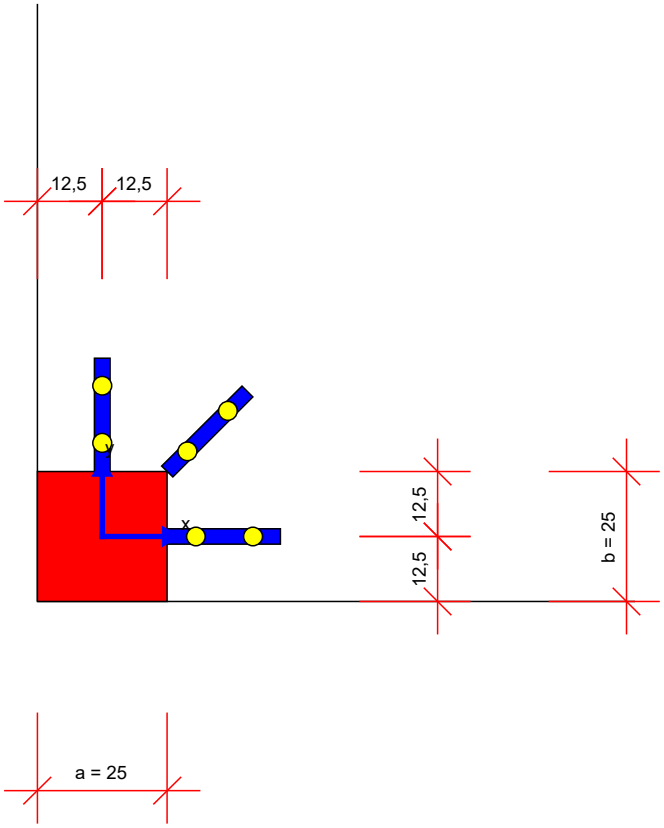
Schnitt M 1:16



1 3x 1x HDB-12/135-2/220 (55/110/55)

[cm]

Grundriss M 1:14



Mindeststablängen: $l_{bar,min,x}$ = 79 cm + l_{bd}; $l_{bar,min,y}$ = 79 cm + l_{bd}; l_{bd} Bemessungswert Verankerungslänge
Mindeststablänge wurde nach Heft 600 (2. Auflage 2020) ermittelt.
Hinweis: Aus anderen Nachweisen können sich größere erforderliche Mindeststablängen ergeben.
Stablängen ohne Verankerungselement am freien Rand ermittelt. Die Verankerung am freien Rand ist gesondert nachzuweisen.

Leviat GmbH, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld, Tel.: +49 2173 970 0, Fax: +49 2173 970 123 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

HALFEN HDB Durchstanzbewehrung, ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12)
HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.62

HALFEN

Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.

Bemerkung: Achse 5/b

Durchstanznachweis für Innenecke (**Ortbetonplatte**)

Bemessungswert Durchstanzlast	V_{Ed}	=	94,0 kN
Lasterhöhungsfaktor	β	=	1,20
Plattendicke	h	=	20 cm
statische Nutzhöhe	d	=	15 cm
Wanddicke	b	=	22,5 cm
Einflussbreite	a	=	22,5 cm
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o}$ / $c_{nom,u}$	=	3,5 cm / 3 cm
Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Flächenbewehrung	a_{sx}	=	7,85 cm²/m (ρ_x = 0,52 %)
Flächenbewehrung	a_{sy}	=	7,85 cm²/m (ρ_y = 0,52 %)
Längsbewehrungsgrad	ρ_l	=	0,52 % < 1,63 %

am kritischen Rundschnitt u_1
Rundschnittführung analog Innenstütze

bezogener Stützenumfang	u_0 / d	=	6
u_1		=	92,1 cm
$k = min\ \{ 1 + \sqrt{200/d[mm]}\ ; 2 \}$		=	2,00
Vorfaktor für $v_{Rd,c,1}$ nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04	$C_{Rd,c}$	=	0,12
$v_{Rd,c,1} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$		=	565,4 kN/m²
$v_{Rd,c,2} = v_{min} = 0{,}0525/\gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	494,97 kN/m²

$V_{Rd,c} = max\ \{v_{Rd,c,1}; v_{Rd,c,2}\} \cdot u_1 \cdot d = 78{,}1\ kN < 112{,}8\ kN = V_{Ed} \cdot \beta$
$V_{Rd,max} = 1{,}96 \cdot V_{Rd,c} = 153{,}1\ kN > 112{,}8\ kN = V_{Ed} \cdot \beta$

am äußeren Rundschnitt u_{out}
$u_{out,\,req} = 139{,}3\ cm < 140{,}8\ cm = u_{out,\,prov}$: Rundschnittführung analog Innenstütze
$l_{s,\,req} = 37{,}5\ cm < 38{,}5\ cm = l_{s,\,prov}$

$\beta_{red} = max\ \{ \beta / (1{,}2 + \beta \cdot l_{s,\,prov}/(40 \cdot d))\ ;\ 1{,}1 \}$		=	1,10
Vorfaktor für $v_{Rd,c,out,1}$ nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04	$C_{Rd,c,out}$	=	0,10
$v_{Rd,c,out,1} = C_{Rd,c,out} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$		=	471,17 kN/m²
$v_{Rd,c,out,2} = v_{min} = 0{,}0525/\gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	494,97 kN/m²

$V_{Rd,c,out} = max\ \{v_{Rd,c,out,1}; v_{Rd,c,out,2}\} \cdot u_{out,\,prov} \cdot d = 104{,}6\ kN > 103{,}4\ kN = V_{Ed} \cdot \beta_{red}$

Ankerdurchmesser d_A :	12 mm	14 mm	16 mm	20 mm	25 mm
Bereich C :	3	2	2	1	1

Gewählt:	innen :	HDB-12/135-2/220 (55/110/55)
	außen :	HDB-12/135-2/220 (55/110/55)

Anzahl der Kombinationen pro Stütze m_C= 3 Anzahl der Stützen = 1

$V_{Rd,sy} = m_C \cdot n_C \cdot d_A^2 / 4 \cdot \pi \cdot f_{yd}/\eta = 295{,}0\ kN > 112{,}8\ kN = V_{Ed} \cdot \beta\ (\eta = 1{,}00)$

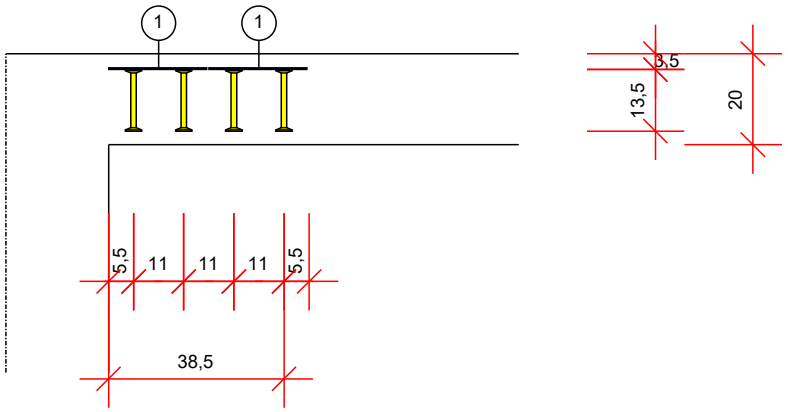
Elementabstand innen / außen = 22,3 cm / 40,1 cm

Leviat GmbH, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld, Tel.: +49 2173 970 0, Fax: +49 2173 970 123 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

Hinweis: Für die Abreißbewehrung ist DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 zu berücksichtigen:
$A_s = V_{Ed}/(1{,}4 \cdot f_{yk}) = 1{,}3$ cm²

Verlegebereich

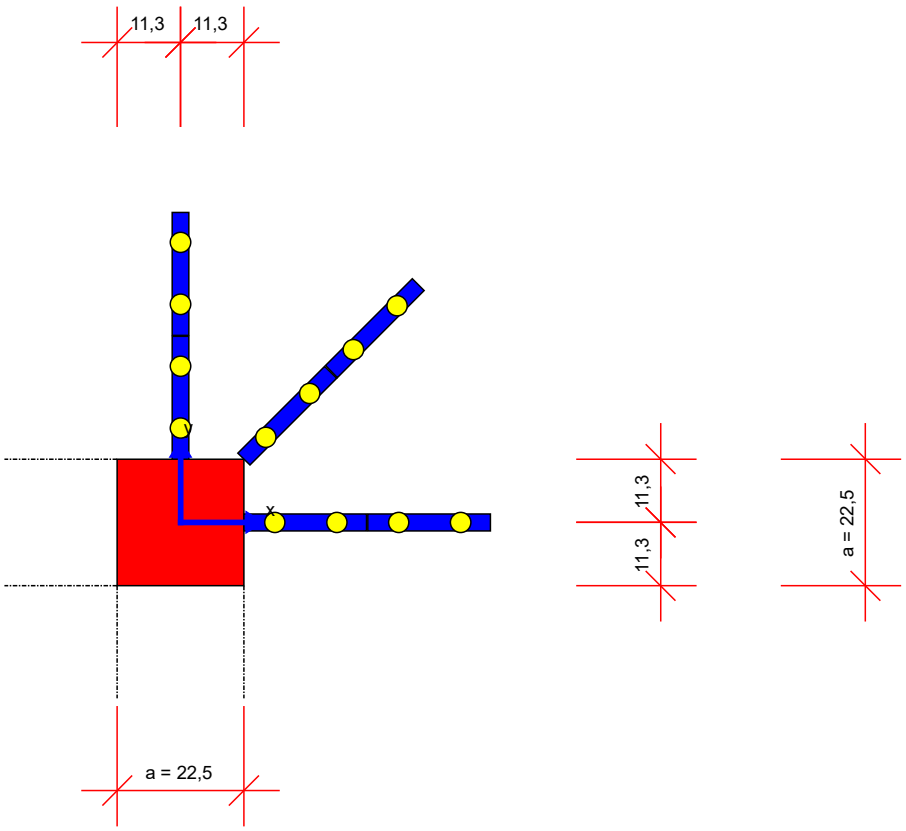
Schnitt M 1:16



1 3x 2x HDB-12/135-2/220 (55/110/55)

[cm]

Grundriss M 1:13



Mindeststablängen: $l_{bar,min,x} = 98{,}5$ cm + 2 · l_{bd}; $l_{bar,min,y} = 98{,}5$ cm + 2 · l_{bd}; l_{bd} Bemessungswert Verankerungslänge
Mindeststablänge wurde nach Heft 600 (2. Auflage 2020) ermittelt.
Hinweis: Aus anderen Nachweisen können sich größere erforderliche Mindeststablängen ergeben.
Die Stäbe sind beginnend vom Anschnitt der Wand mindestens 76 cm + l_{bd} in die Platte zu führen.

Leviat GmbH, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld, Tel.: +49 2173 970 0, Fax: +49 2173 970 123 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

Bemessung der Unterzüge

Auf den nachfolgenden Seiten erfolgt die Bemessung der Unterzüge.

Übersicht über die Programmausgabe:

- erforderliche Längsbewehrung……..... GZT / GZG
- erforderliche Schubbewehrung……..…..... GZT

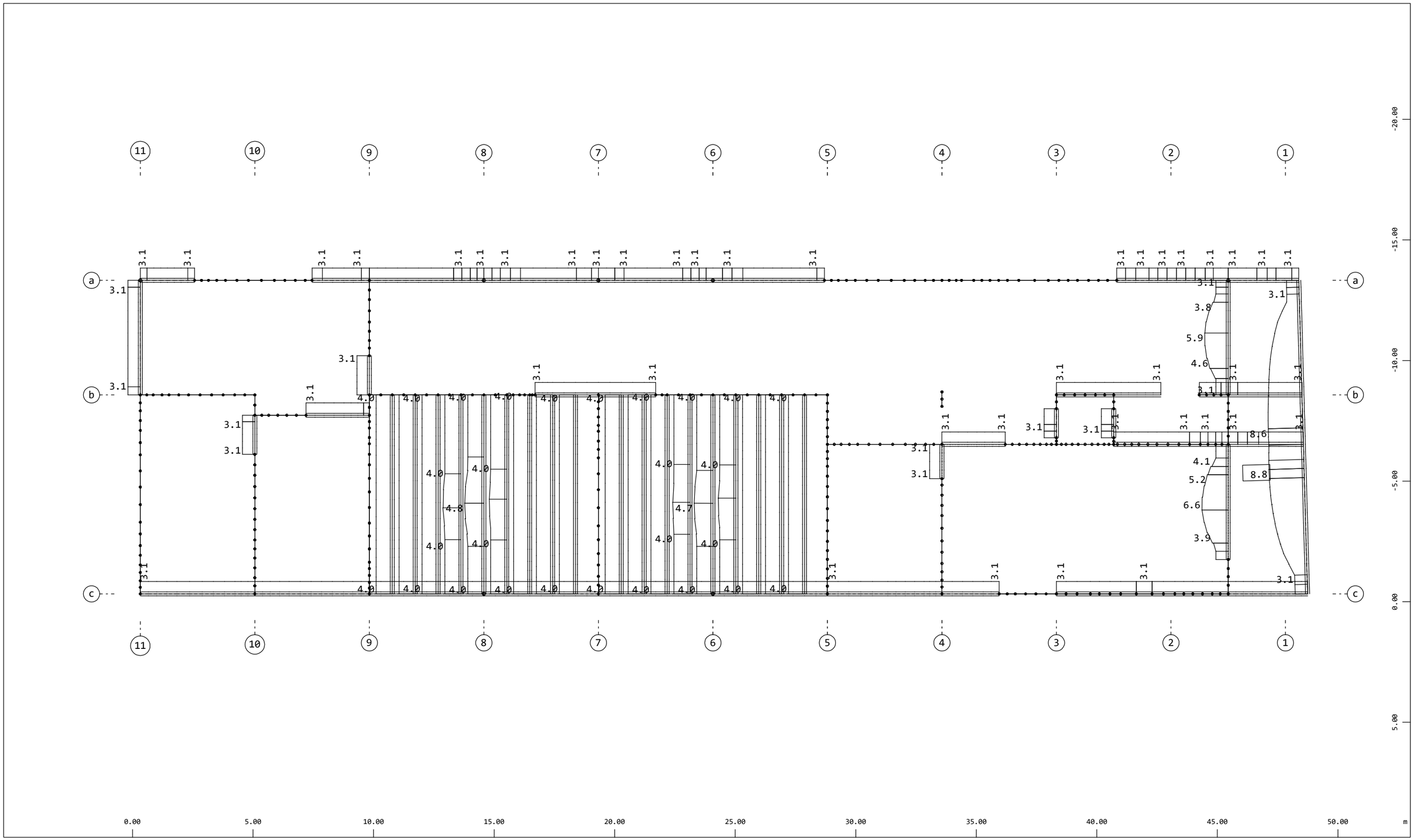
Erläuterungen zur Ausgabe:

Längsbewehrung Rang 1: untere Längsbewehrung

Längsbewehrung Rang 2: obere Längsbewehrung

Bügelbewehrung Rang 1

Dachdecke über EG
Bemessung

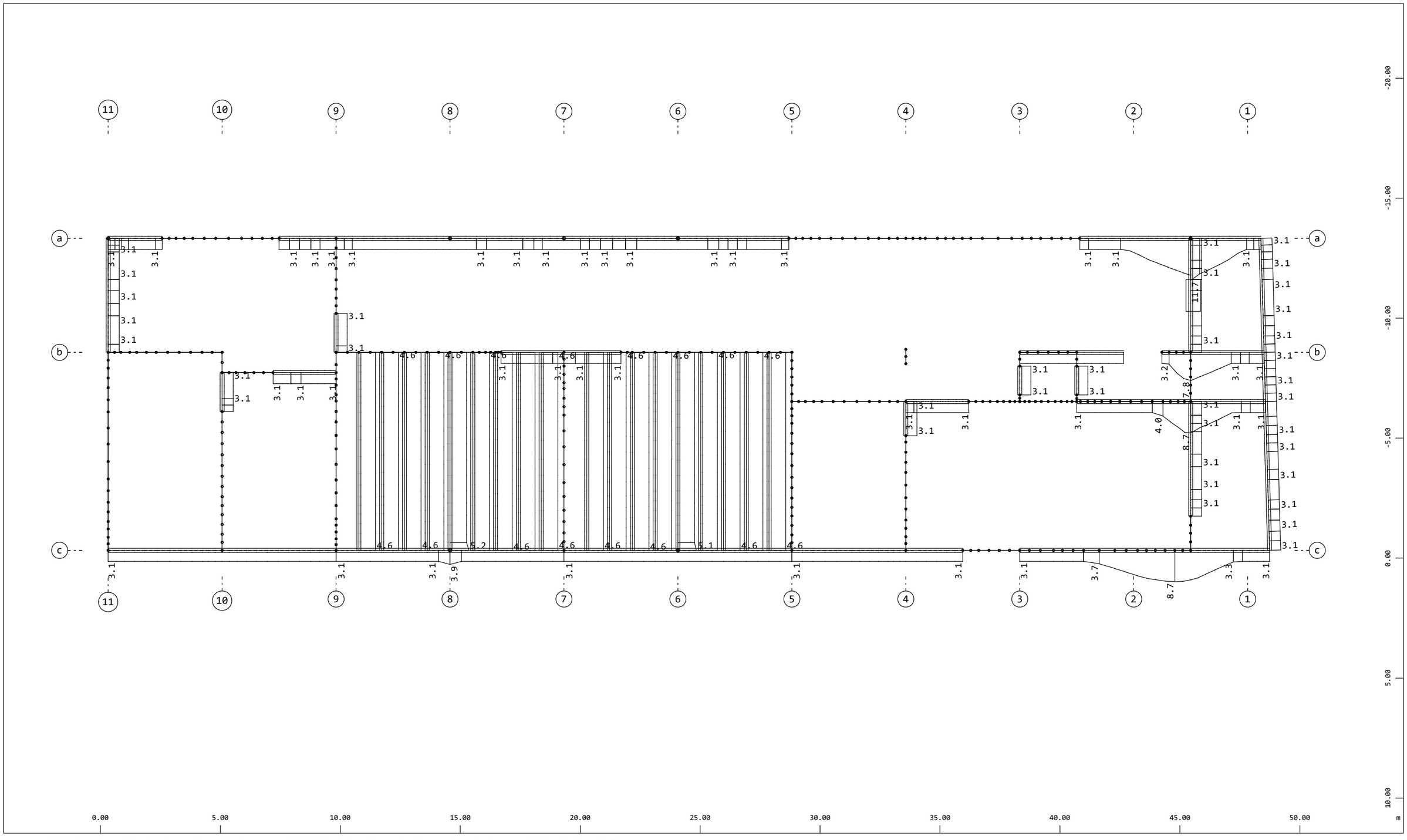


Stabelemente , Längsbewehrung Rang M1, Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , 1 cm im Raum = 9.02 cm2 (Max=8.77)

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Bemessung

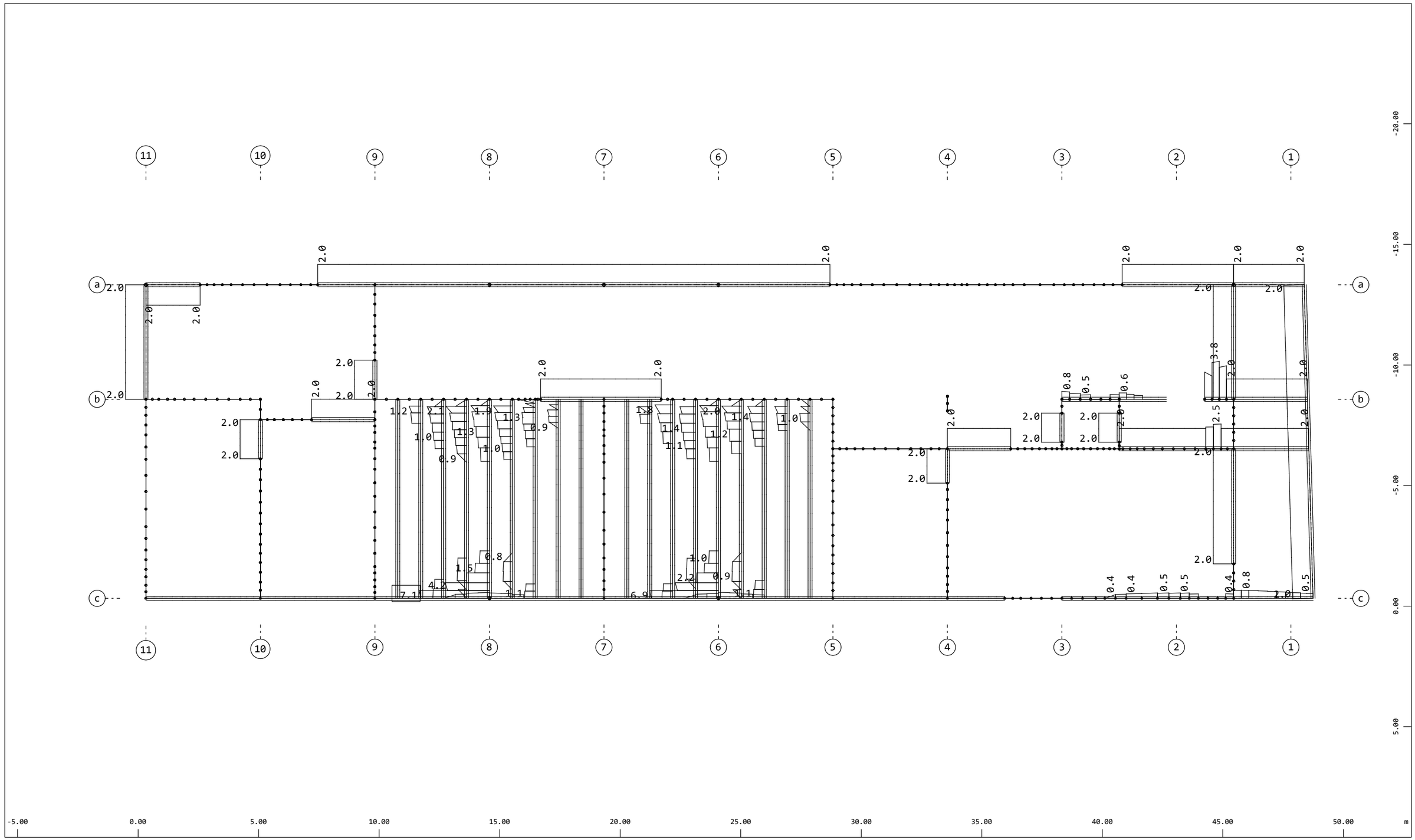


Stabelemente , Längsbewehrung Rang M2, Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , 1 cm im Raum = 10.0 cm2 (Max=11.7)

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Bemessung



Stabelemente , Bügelbewehrung Rang 1, Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , 1 cm im Raum = 3.63 cm2/m (Max=7.07)

M 1 : 150

Z—X
Y

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

5.1.4 Hinweise zur Ausführungsplanung

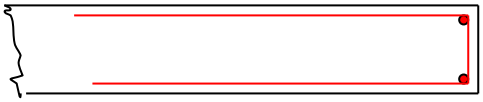
Im folgenden Kapitel wird unter Berücksichtigung der bereits erfolgten Nachweise die Deckenbewehrung bzw. Unter-/Überzugsbewehrung gewählt.

Weiterhin werden allgemeine konstruktive Hinweise vorgegeben.

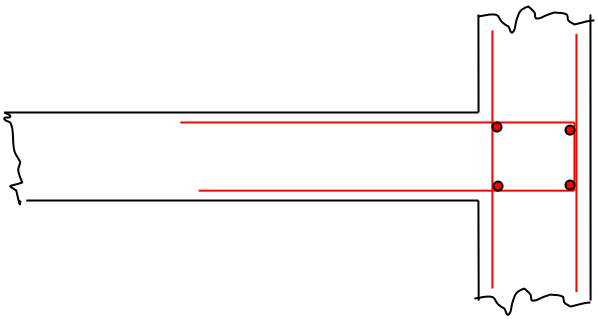
Zusätzlich sind die Bewehrungshinweise in Pos. 5.1.3: „Schnittkräfte und Bemessung der Decke“ zu beachten.

Weitere Hinweise zur Bewehrungsführung:

Freier Deckenrand (Schnitt):



Kappen ≥ Ø 10 mm im Raster der Grundbewehrung
Längseisen am freien Rand ≥ 2 Ø 14 mm
gewählt: Kappen Ø 10 / (Grundbewehrung)
Längseisen Ø 14

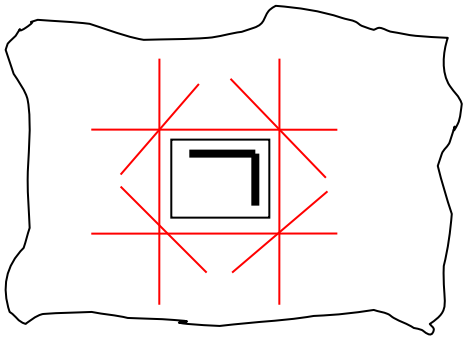


Decken Wandanschluss (Schnitt):

Kappen = Ø der Grundbewehrung,
Raster wie Grundbewehrung
Längseisen im Kreuzungsbereich ≥ 4 Ø 14 mm

gewählt: Kappen Ø 10 / (Grundbewehrung)
Längseisen 4 Ø 14

Deckenaussparungen:



Bei DD und WD mit Seitenlängen > 1 m
sind 2x4 Schrägeisen ≥ d=12 mm anzuordnen
geschnittene Eisen sind seitlich auszuwechseln

Bei DD und WD mit Seitenlängen < 0,40 m kann
auf Kappen verzichtet werden;
ab Seitenlängen ≥ 0,40 m erfolgt die Bewehrungs-
Anordnung analog freier Deckenrand.

gewählt: Schrägeisen 2 x4 Ø 12

Wandartige Träger

Die Deckenbewehrung ist über die gesamte Länge
des wandartigen Träger über das Auflager
zu führen bzw. hoch zu hängen

Dachdecke über EG
Bemessung

Bewehrungswahl:

Materialien: Beton C25/30 / Betonstahl B 500 B Expositionsklasse: XC3; WO (oben) / XC1, WO (unten)

Betondeckung: c_{nom} = 3,5 cm (oben) / c_{nom} = 3,0 cm (unten)

Bewehrungsverlegung 1. Lage unten in lokal X - Richtung

Grundbewehrung

h = 20 cm Ø12-15 nicht dargestellt

h = 25 cm Ø14-15 nicht dargestellt

Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) unten im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , Differenzen zu 7.54, von 0 bis 0 Stufen 2.00 cm2/m

M 1 : 150

Z X Y

SOFISTIK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Bemessung

Bewehrungswahl:

Materialien: Beton C25/30 / Betonstahl B 500 B Expositionsklasse: XC3; WO (oben) / XC1, WO (unten)

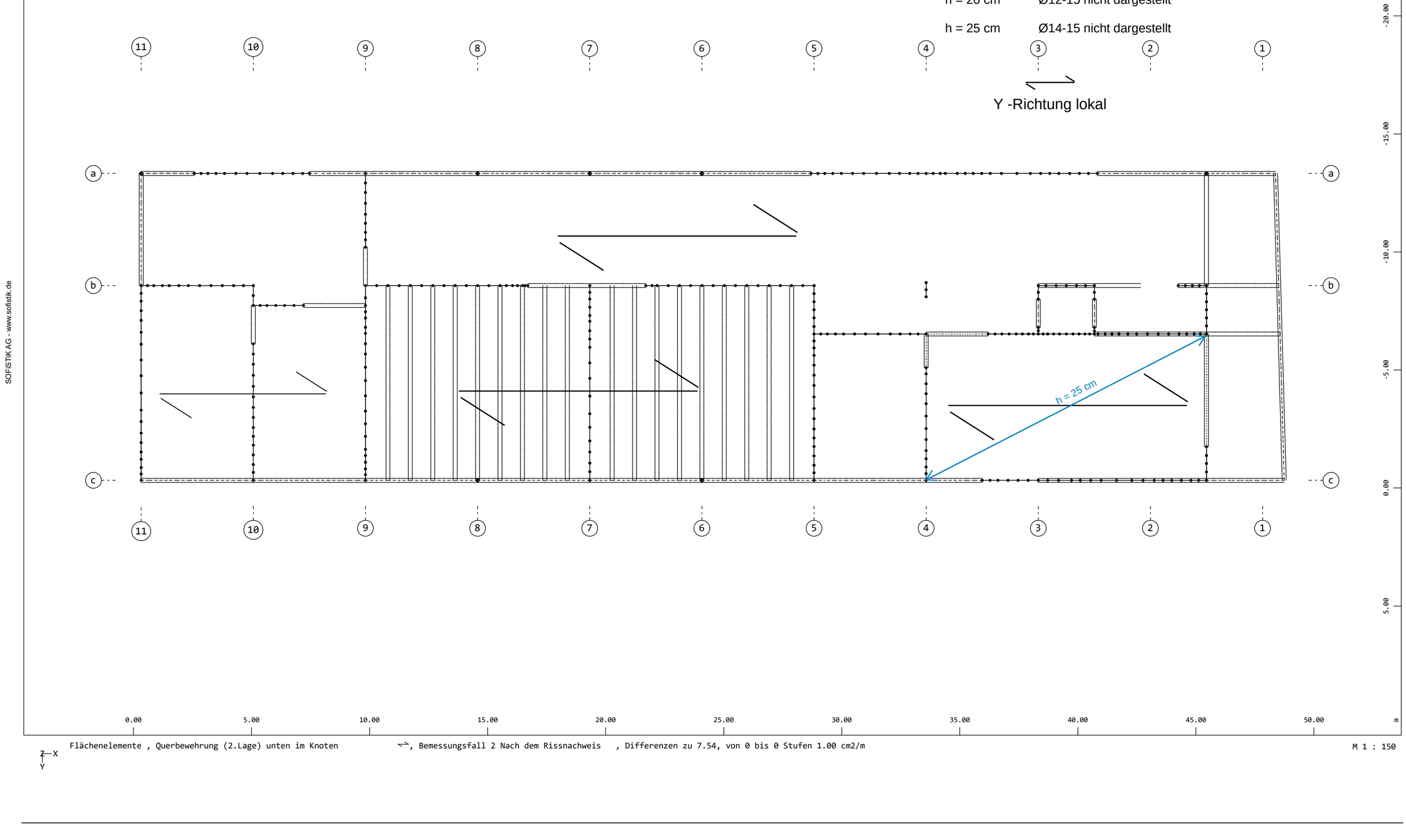
Betondeckung: c_{nom} = 3,5 cm (oben) / c_{nom} = 3,0 cm (unten)

Bewehrungsverlegung 2. Lage unten in lokal Y - Richtung

Grundbewehrung

h = 20 cm Ø12-15 nicht dargestellt

h = 25 cm Ø14-15 nicht dargestellt



Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) unten im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , Differenzen zu 7.54, von 0 bis 0 Stufen 1.00 cm2/m

M 1 : 150

Z X Y

SOFISTIK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Bemessung

Bewehrungswahl:

Materialien: Beton C25/30 / Betonstahl B 500 B Expositionsklasse: XC3; WO (oben) / XC1, WO (unten)

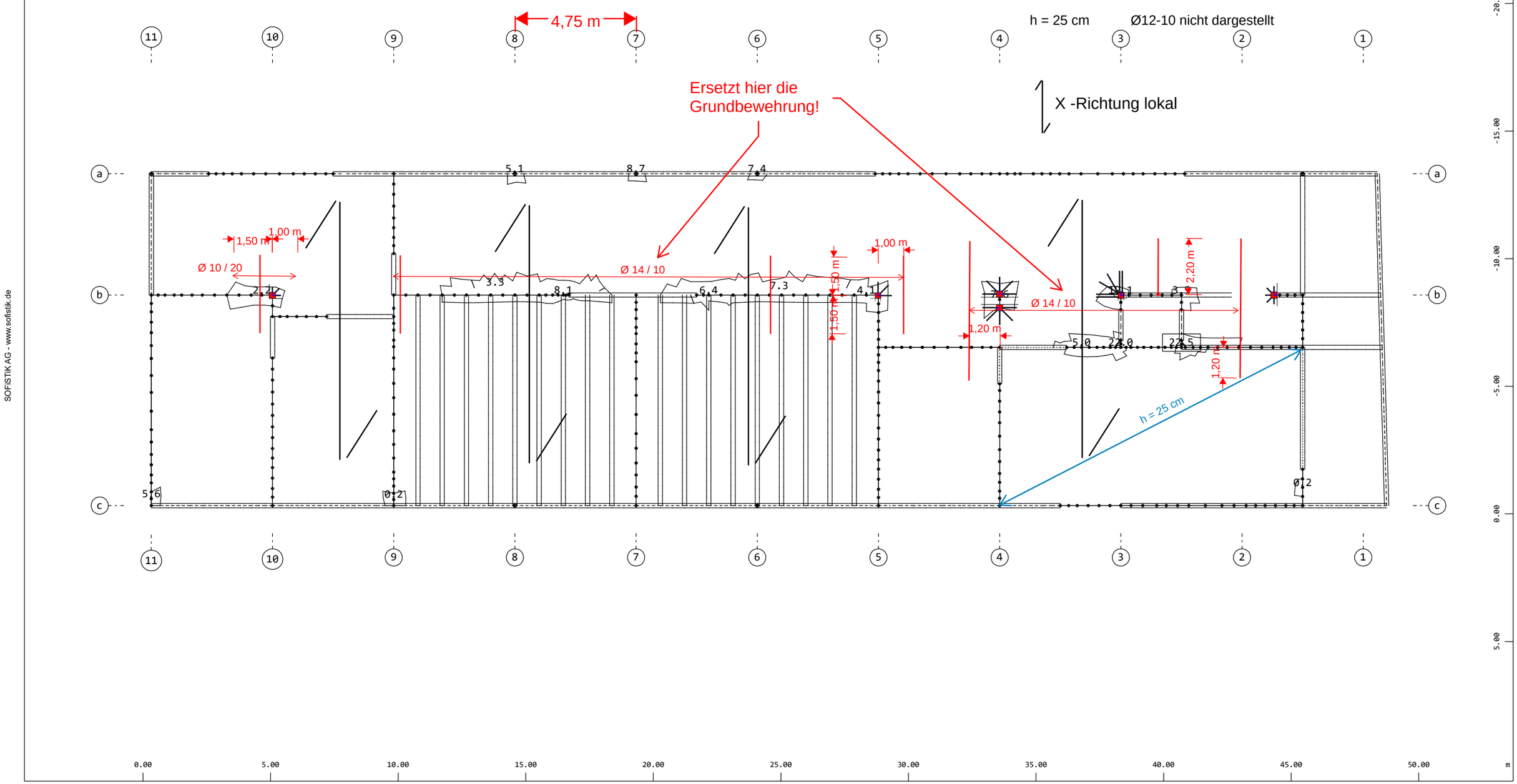
Betondeckung: c_{nom} = 3,5 cm (oben) / c_{nom} = 3,0 cm (unten)

Bewehrungsverlegung 1. Lage oben in lokal X - Richtung

Grundbewehrung

h = 20 cm Ø10-10 nicht dargestellt

h = 25 cm Ø12-10 nicht dargestellt



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) oben im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , Differenzen zu 7.85, von 0 bis 22.5 Stufen 10.0 cm2/m

M 1 : 150

Dachdecke über EG
Bemessung

Bewehrungswahl:

Materialien: Beton C25/30 / Betonstahl B 500 B Expositionsklasse: XC3; WO (oben) / XC1, WO (unten)

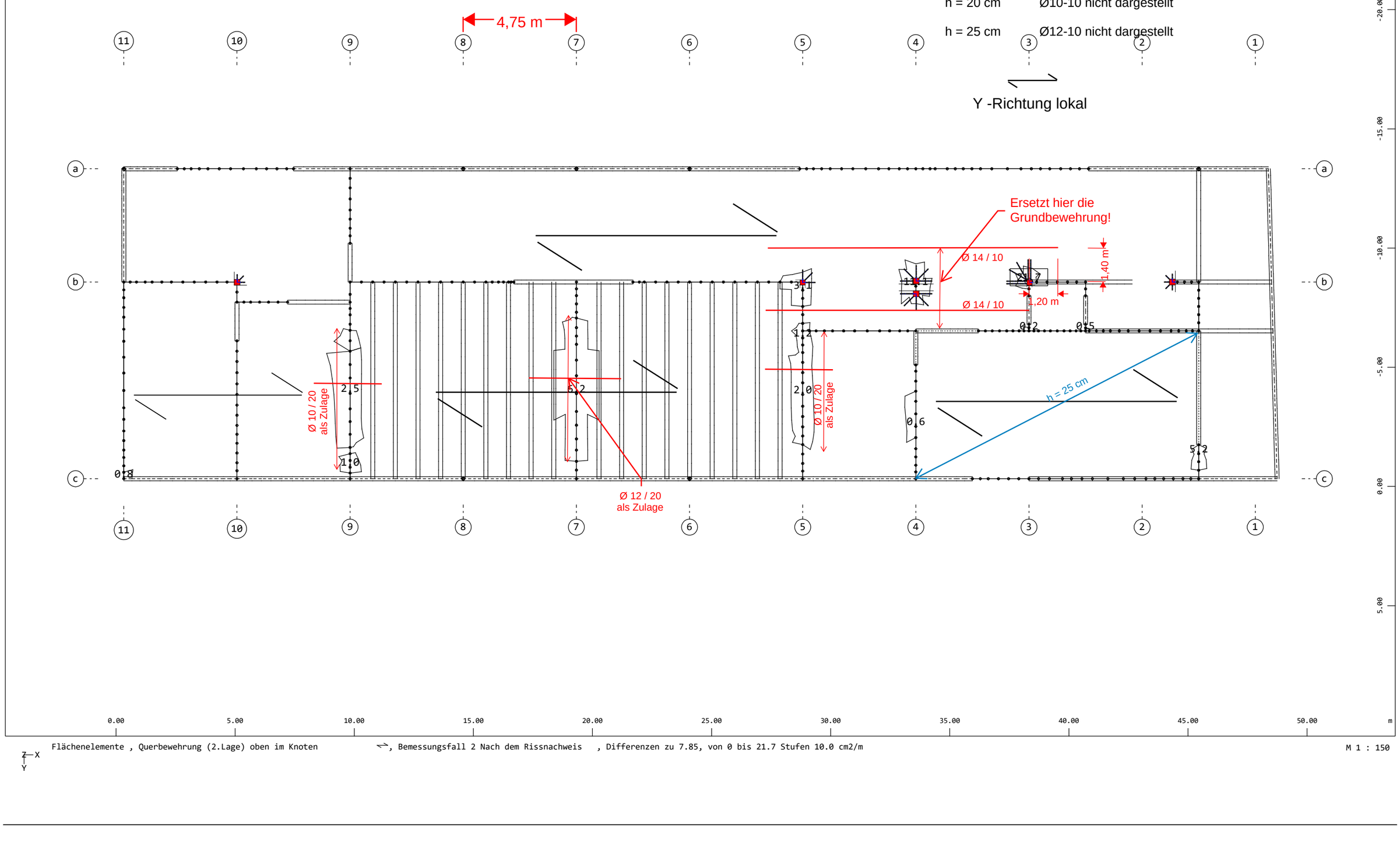
Betondeckung: c_{nom} = 3,5 cm (oben) / c_{nom} = 3,0 cm (unten)

Bewehrungsverlegung 2. Lage oben in lokal Y - Richtung

Grundbewehrung

h = 20 cm Ø10-10 nicht dargestellt

h = 25 cm Ø12-10 nicht dargestellt

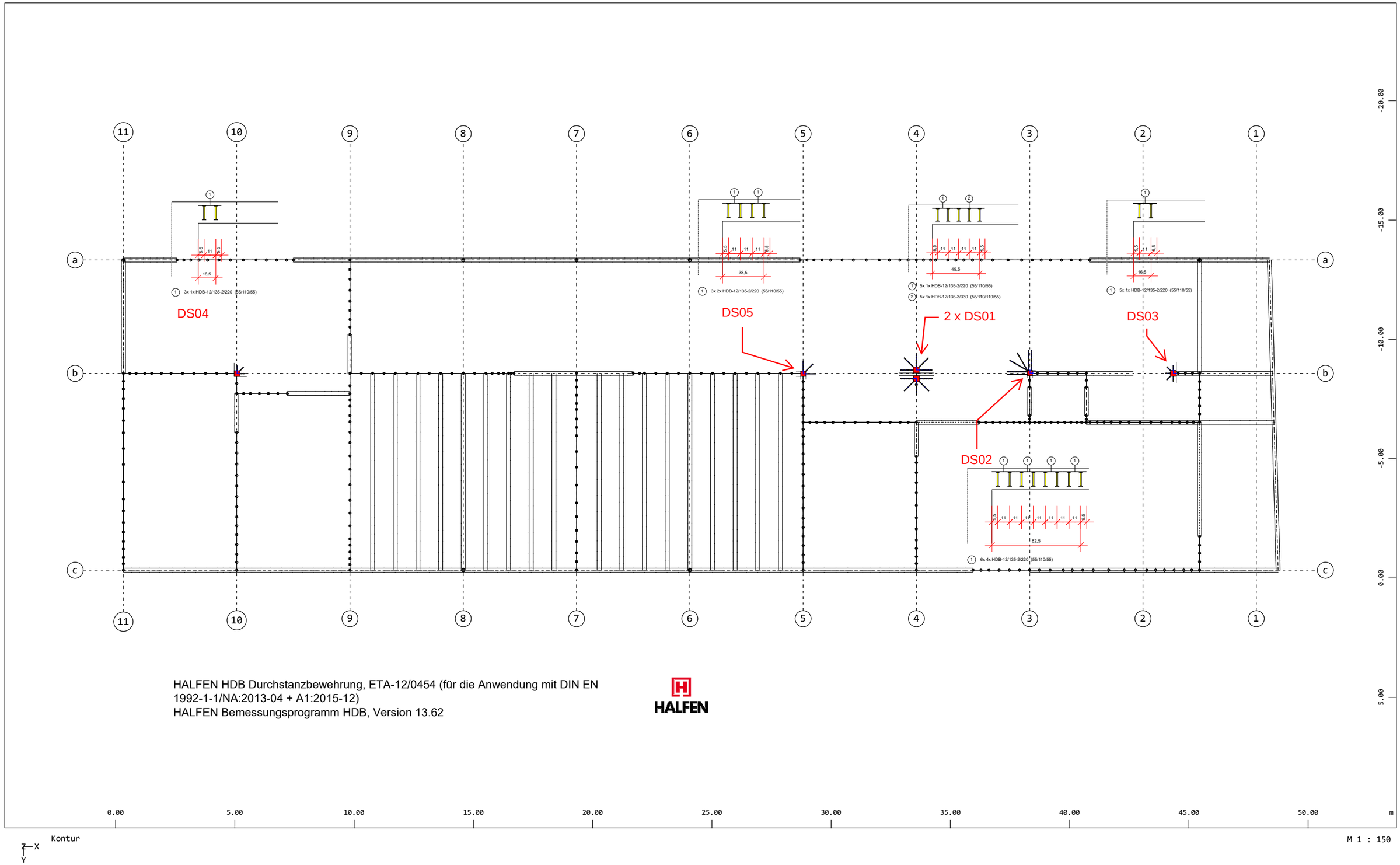


Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) oben im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , Differenzen zu 7.85, von 0 bis 21.7 Stufen 10.0 cm2/m

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Bemessung



HALFEN HDB Durchstanzbewehrung, ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12)
HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.62

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Bemessung

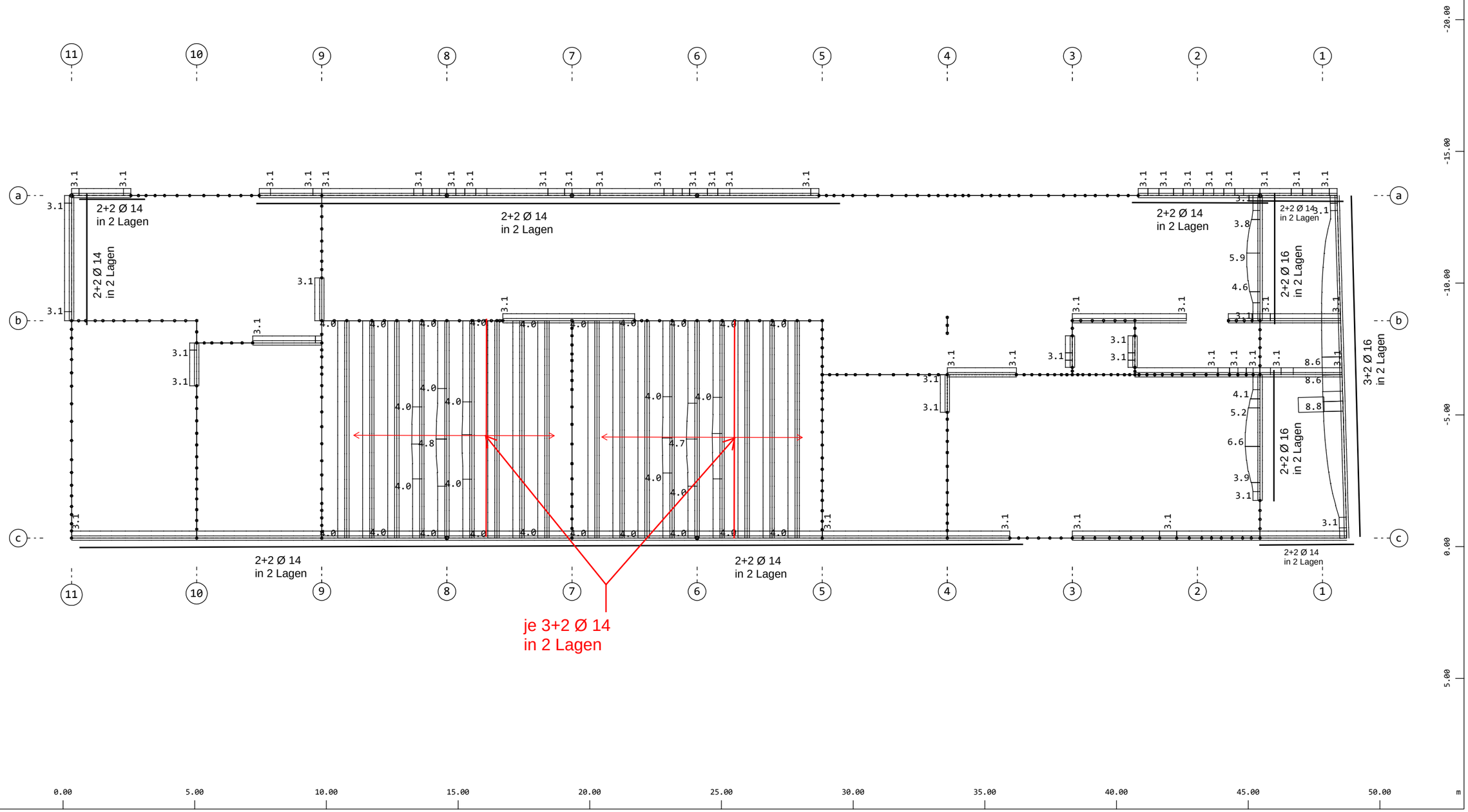
Bewehrungswahl: Wände/ Balken / Unterzüge: Expositionsklasse: XC1; WF außen / XC1; WO innen

Materialien: Beton C25/30 (Balken/Unter- Oberzüge) / Betonstahl B 500 B

Betondeckung: c_{nom} = 3,0 cm

Bewehrung unten

gewählt: 3 Ø 14 wenn nicht anders angegeben



Stabelemente , Längsbewehrung Rang M1, Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , 1 cm im Raum = 17.4 cm2 (Max=8.77)

M 1 : 150

Z X Y

Bewehrung unten

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Bemessung

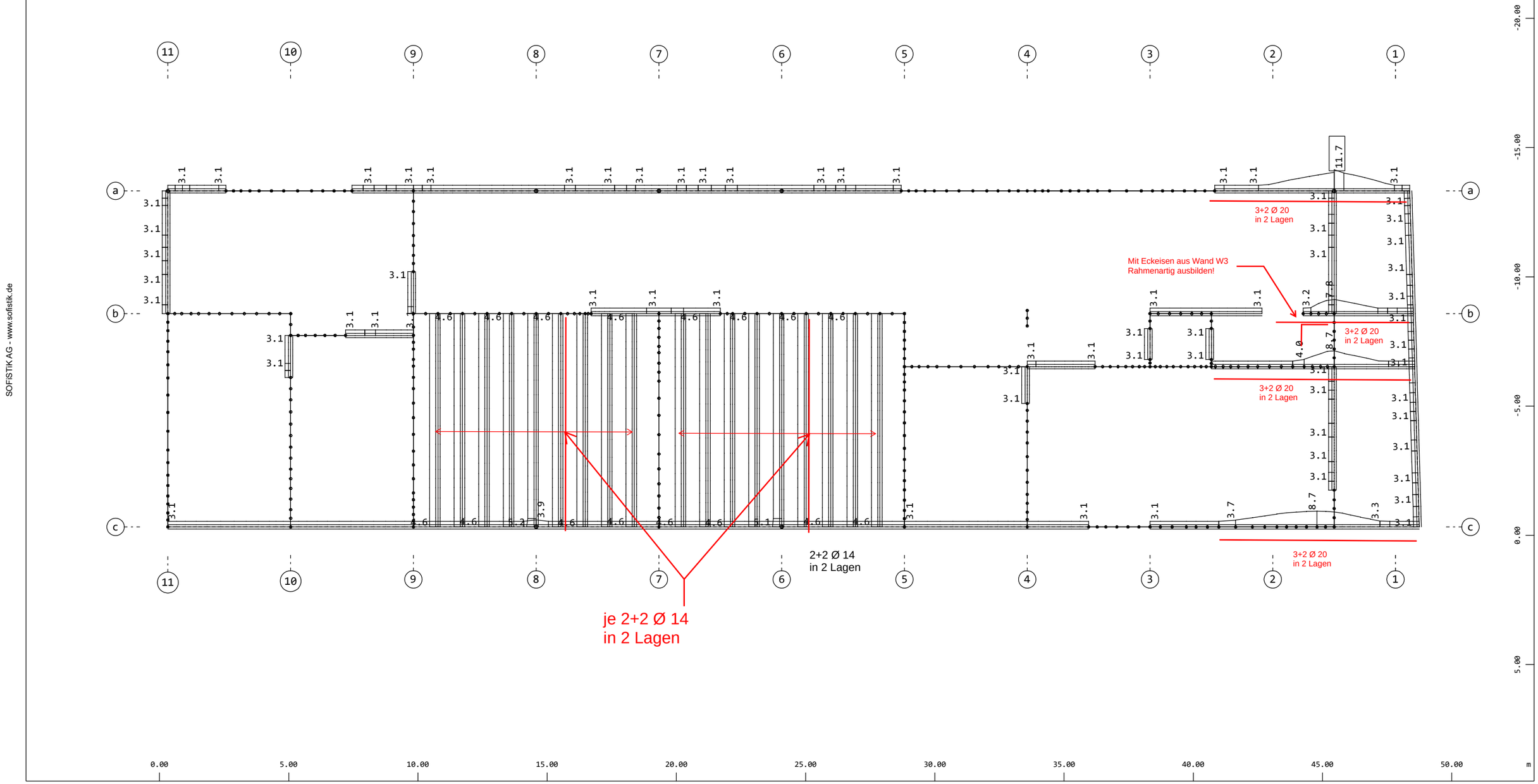
Bewehrungswahl: Wände/ Balken / Unterzüge: Expositionsklasse: XC1; WF außen / XC1; WO innen

Materialien: Beton C25/30 (Balken/Unter- Oberzüge) / Betonstahl B 500 B

Betondeckung: c_{nom} = 3,0 cm

Bewehrung oben

gewählt:
- 2x2 Ø 14 als Deckenrandbew. bzw.
Attika oben
- Ø10/10 seitlich
wenn nicht anders angegeben



Stabelemente , Längsbewehrung Rang M2, Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , 1 cm im Raum = 21.4 cm2 (Max=11.7)

M 1 : 150

Z—X
Y

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Bewehrung oben

Dachdecke über EG
Bemessung

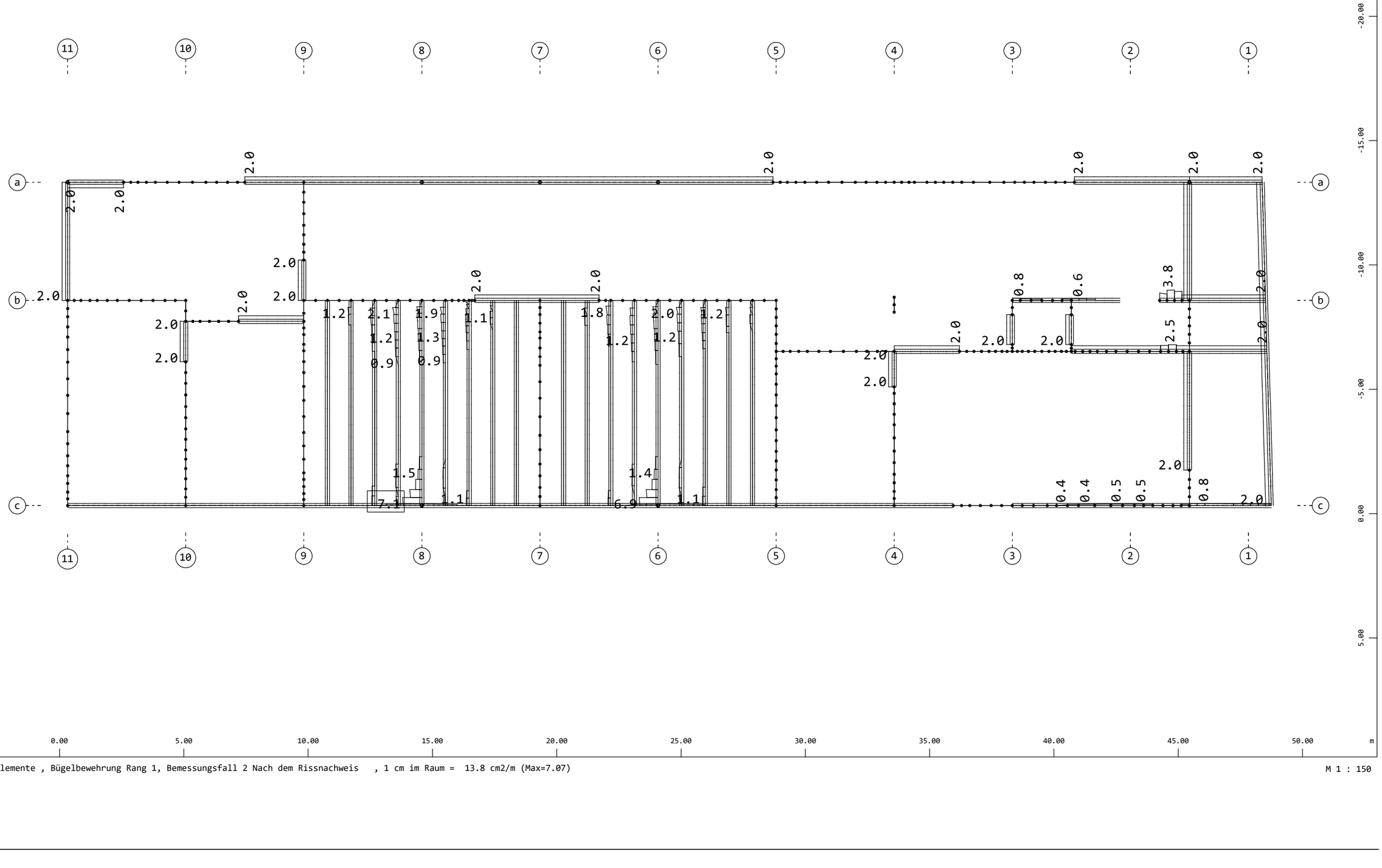
Bewehrungswahl: Wände/ Balken / Unterzüge: Expositionsklasse: XC1; WF außen / XC1; WO innen

Bügelbewehrung

Materialien: Beton C25/30 (Balken/Unter- Oberzüge) / Betonstahl B 500 B

Betondeckung: c_{nom} = 3,0 cm

Wand / Balken / Attika konstruktiv
gewählt: Ø10/15



Stabelemente , Bügelbewehrung Rang 1, Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , 1 cm im Raum = 13.8 cm2/m (Max=7.07)

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Änderungen im Zuge der Ausführungsplanung:

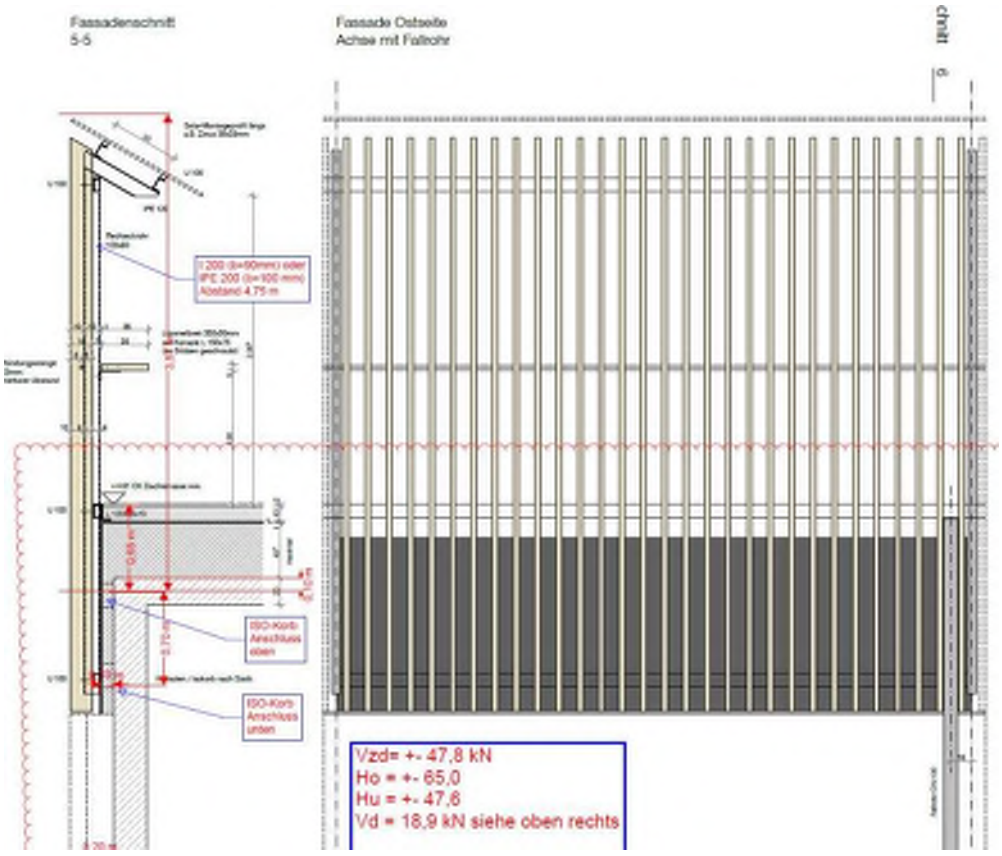
Auf den folgenden Seiten werden die Änderungen für die Decke über dem EG statisch erfasst und dies unter Berücksichtigung der bereits erfolgten Nachweise. Im Wesentlichen aus statischer Sicht sind dies folgende Anpassungen:

- Attika bzw. der Unterzüge in den Achse Achse a, 1-0 und 11
- Unterzüge Achse b und b‘ / 0-2
- Wand im Dachgeschoss Achse c entfallen
- Zusätzliche Unterzüge im Innenbereich Achse b/4-5 und Achse 4/a-b

Siehe Schalplanung folgende Seite.

Die Stahlträgerkonstruktion auf dem Dach ist entfallen und wird ersetzt durch eine Kragfassade:

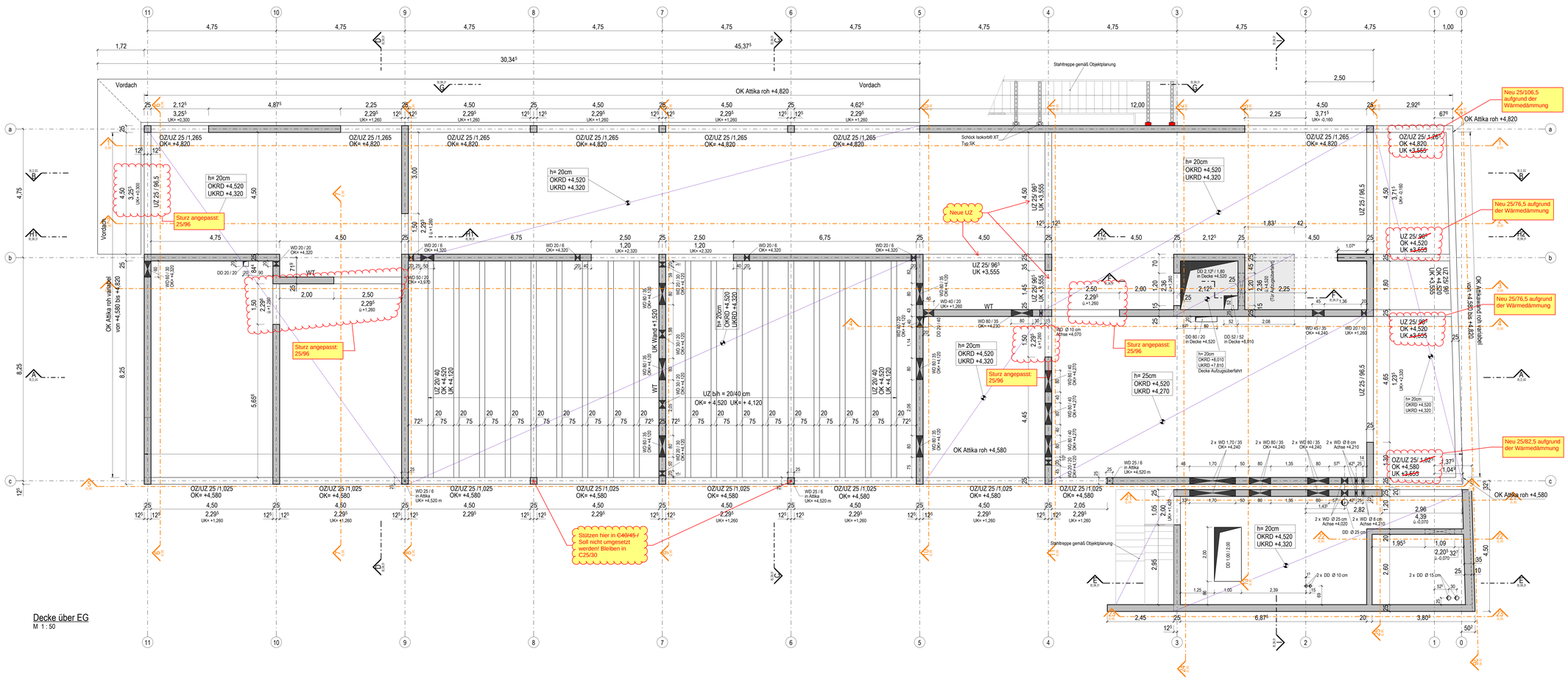
Die hier abgebildete Kragfassade wurde geändert, wobei die Einwirkungen günstiger wurden! (siehe separater Nachweis): Auf einen angepassten Bemessungslauf mit verminderten Lasten wurde verzichtet!. Allerdings werden die Unterzüge Im Bereich Achse 0-2 z.T. angepasst siehe Schalplanung bzw. folgende Seite Index a!

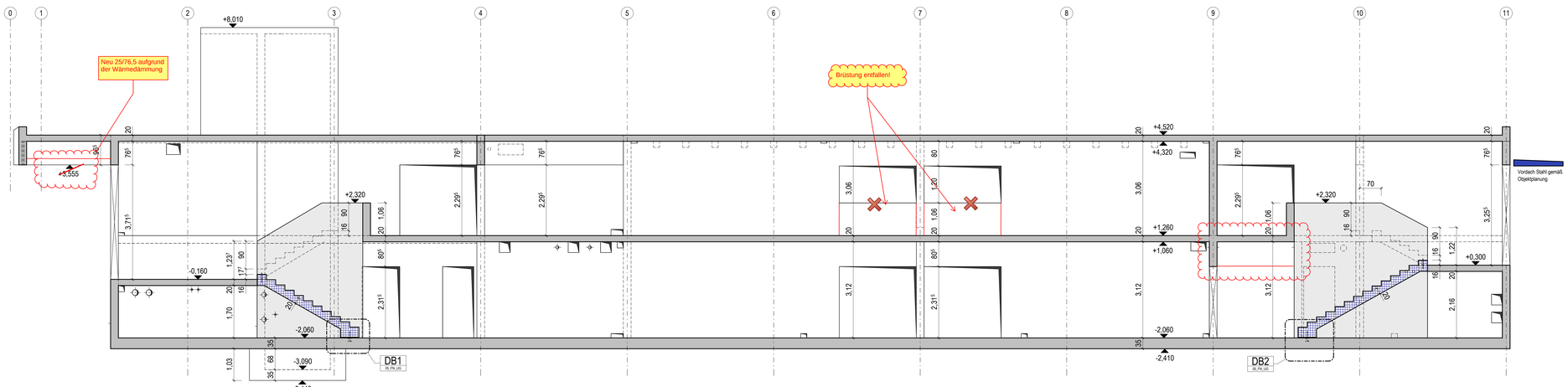


Die Weiterleitung der Schnittlasten wird im Kapitel Wände/Stützen ermittelt.

Es folgt die Ausgaben der für die Bemessung wesentlichen angepassten Statikseite:

Die Seiten 127 bis 134 sind nicht mehr gültig!





Hinweise:

- Höchster Grundwasserstand zeHGW= +42,40m NHN (siehe auch Bodengutachten BBiG v. 21.09.2022
  Bauwerksbezugshöhe ± 0,000 = +48,56 m NHN
- Alle Maße sind am Bau zu prüfen. Maßunstimmigkeiten sind unverzüglich mit dem Tragwerksplaner zu klären. Für Maßfehler haftet allein der Auftragnehmer.
- Bei der Bauausführung sind die Planungen des Objektplaners und der anderen Fachingenieure sowie die Angaben der Sonderfachleute zu beachten.
- Der Auftragnehmer ist dazu verpflichtet, alle ihm übergebenen Unterlagen auf ihre Übereinstimmung und Richtigkeit zu überprüfen (vgl. DIN 1961, § 3). Unstimmigkeiten, konstruktions- und fertigungstechnische Bedenken sind der Bauleitung des Auftraggebers rechtzeitig vor der Ausführung (mind. 3 Wochen) mitzuteilen.
- Die Dichtigkeit des Bauwerks (einschließlich der Fugenkonstruktion) ist vom Auftragnehmer zu gewährleisten. Es gelten Beanspruchungsklasse 1 und Nutzungsklasse A.
- Die Pläne gelten nur in Verbindung mit der Statischen Berechnung von Leonhardt, Andrä und Partner VBI AG (insbesondere der Kap. 1+2).
- Die Pläne dienen der Ergänzung der Werkpläne des Objektplaners.
- Statisch erforderliche Überhöhungen der Konstruktion sind in den Schalplänen angegeben. Aus Bau- und Montagezuständen erforderliche Schalungsüberhöhungen sind durch den Auftragnehmer zu planen und zusätzlich zu berücksichtigen.
- Nichttragende Bauteile und deren Anschlüsse an die Konstruktion sind nach den Werkplänen des Objektplaners zu erstellen.
- Oberflächenbeschaffenheit des Betons und Art der Schalungskanten sind nach Angaben des Objektplaners auszuführen.
- Es werden ausschließlich Einbauteile dargestellt, die für das Tragwerk im Sinne der HOAI 2013 statisch relevant sind (z.B. EBT für Stahlträger, Kranbahnträger, Konsolauflager, usw.). Für diese EBT sind vom AN Rohbau Werkstattzeichnungen anzufertigen. Für einfache Einbauteile (Stahlplatte mit Kopfbolzen, Isokörbe, Haftverschienen etc.) kann dies entfallen.
- Für Einbauteile, die nicht zum Tragwerk im Sinne der HOAI 2013 gehören (z.B. EBT für Fassade, Randeinfassungen, Aufstige, Stahltreppen, Gitterrostebenen, Wartungsstege, Geländer, usw.) haben ausschließlich die Pläne des Objektplaners oder ggf. der anderen Fachplaner Gültigkeit.
- Leitungen, Blitzschutz und Leerrohre sind den Plänen der Fachingenieure zu entnehmen. Konzentrierte Leitungs- und Rohrführungen sind mit dem Tragwerksplaner abzustimmen, im Bereich von Stützen, Wandenden und Wandecken sind diese auszuschließen. Bei Leitungs- und Rohrverlegungen innerhalb der Stahlbetonbauteile ist zu den Bewehrungslagen ein Mindestabstand von 4 cm, bei Grundleitungen in Bodenplatten von 15 cm einzuhalten (Ausnahmen nur in Abstimmung mit dem Tragwerksplaner).
- Die Planung der Arbeitsfugen unter Berücksichtigung der Statischen Berechnung ist Sache des Auftragnehmers. Sofern nicht anders vermerkt, sind alle AF als zweidimensional "verzahnte Fugen" in Längs- und Querrichtung gem. DIN EN 1992-1-1, 6.2.5 auszuführen.
- Planung und Ausführung auf Grundlage des DIN EN 1992-1-1 Normenwerks (Eurocode) !

Bewehrungsstahl: B 500 B (f_{yk}=500 N/mm²)
Konstruktionsstahl: gemäß DIN EN 10025-2 S 235JR
Sauberkeitsschicht: ≥ 5 cm C 12/15 (eine grafische Darstellung erfolgt nicht)

Bauteil (Abdichtung, Fassade, Entpackeln siehe Objektplanung)	Betongüte	Expositionsklasse	Beton-deckung
Bodenplatte erdseitig (unten)	C 25/30	XC2, WF	
Bodenplatte innen	C 25/30	XC1, WO	
Innenwände / -stützen (nicht beheizt, o.ä. Fassade bzw. geschützt)	C 25/30	XC1, WO	
Außenwände / -stützen (außen, keine WDVS)	C 25/30	XC1, WF	
Außenwände / -stützen (außen, unter Abdichtung)	C 25/30	XC3, WF	
Decken, Balken (innen)	C 25/30	XC1, WO	
Dachdecken (oben, unter Abdichtung)	C 25/30	XC3, WF	
Dachdecken (unten)	C 25/30	XC1, WO	
Kragdecke (Außenbauteil)	C 30/37	XC4, XF4, WF	

Abgrenzung der **Bauteile** siehe Übersichten in der Anlage zur Statischen Berechnung, Kapitel 1
Abweichungen von den o.g. Parametern sind am Bauteil angegeben.

Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.2
Bei der rechnerischen Begrenzung der Rissbreite wurde später Zwang vorausgesetzt. Zur Begrenzung der frühen Betonzugfestigkeit wurde ein Beton mit mittlerer (r < 0.5) Festigkeitsentwicklung angenommen. Damit ggf. verbundene Randbedingungen wie Ausschalfristen und verlängerte Nachbehandlung sind zu beachten.
Der Berechnung der Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang wurden die Betonzugfestigkeiten aus Tab. 7 des DBV-Merkblattes „Begrenzung der Rissbildung...", 05/2016 zugrunde gelegt. Bei der Festlegung des Betons ist durch den Bauausführenden dafür Sorge zu tragen, dass die rechnerisch angenommene Zugfestigkeit zum Zeitpunkt der Rissbildung nicht überschritten wird. Erforderliche Anpassungen der Festigkeitsentwicklung sind bei der Betonbestellung unter Berücksichtigung der tatsächlichen Baustellenrandbedingungen durch den Bauausführenden eigenverantwortlich vorzunehmen (z.B. Sommer-/Winterrezeptur).

Legende:

- Stahlbeton C 25/30 (Regelfestigkeit)
- Fertigteil Stahlbeton C 25/30 (Regelfestigkeit)
- Stahlbeton C 30/37
- Beton C 12/15 (unbewehrt)
- Fertigteil Stahlbeton C 30/37
- DD - Deckendurchbruch
- DS - Deckenschlitz
- WD - Wanddurchbruch
- WS - Wandschlitz
- Überzug bzh (versch. Decke) z.B. ÜZ 20/50
- Unterzug bzh (versch. Decke) z.B. UZ 30/40
- Höhenkote Grundriss Roh
- Höhenkote Schnitt Roh
- Detailnummer / Plannummer
- Schnittnummer / Plannummer

Bezeichnungen:
UZ Unterzug
ÜZ Überzug
WT wandartiger Träger
DD Deckendurchbruch
DS Deckenschlitz
WD Wanddurchbruch
WS Wandschlitz
FT Fertigteil
HFT Halbfertigteil
BTB Stahlbeton - Ortbeton
OK Oberkante
UK Unterkante
OKBK Oberkante Bröstung (roh)
n.t. nicht tragend

Statisch maßgebende Abweichungen zum Entwurf bzw. Statik vom 06.10.2023 bzw. 09.08.2024!

H23 11481 Seite 136a
30.01.2025 Pos. 5.1

Index	Änderung	gez.	Datum
0	Planerstellung	RZZ	02.08.2024

Ausführungsplanung

Projekt: Jugendfreizeiteinrichtung MAXIM
Charlottenburger Straße 117 in 13086 Berlin

Freigabe Architekt:
Freigabe Prüfingenieur:

Planinhalt: ~~Schalplan~~ Tragwerksübersicht
Untersicht Decke über EG

Datum:	14.06.2024
Gezeichnet:	RZZ
Geprüft:	MPO
Maßstab:	1: 50
Auftragnummer:	H23-11481
Plan-Nr.	05_D_EG
Index	0

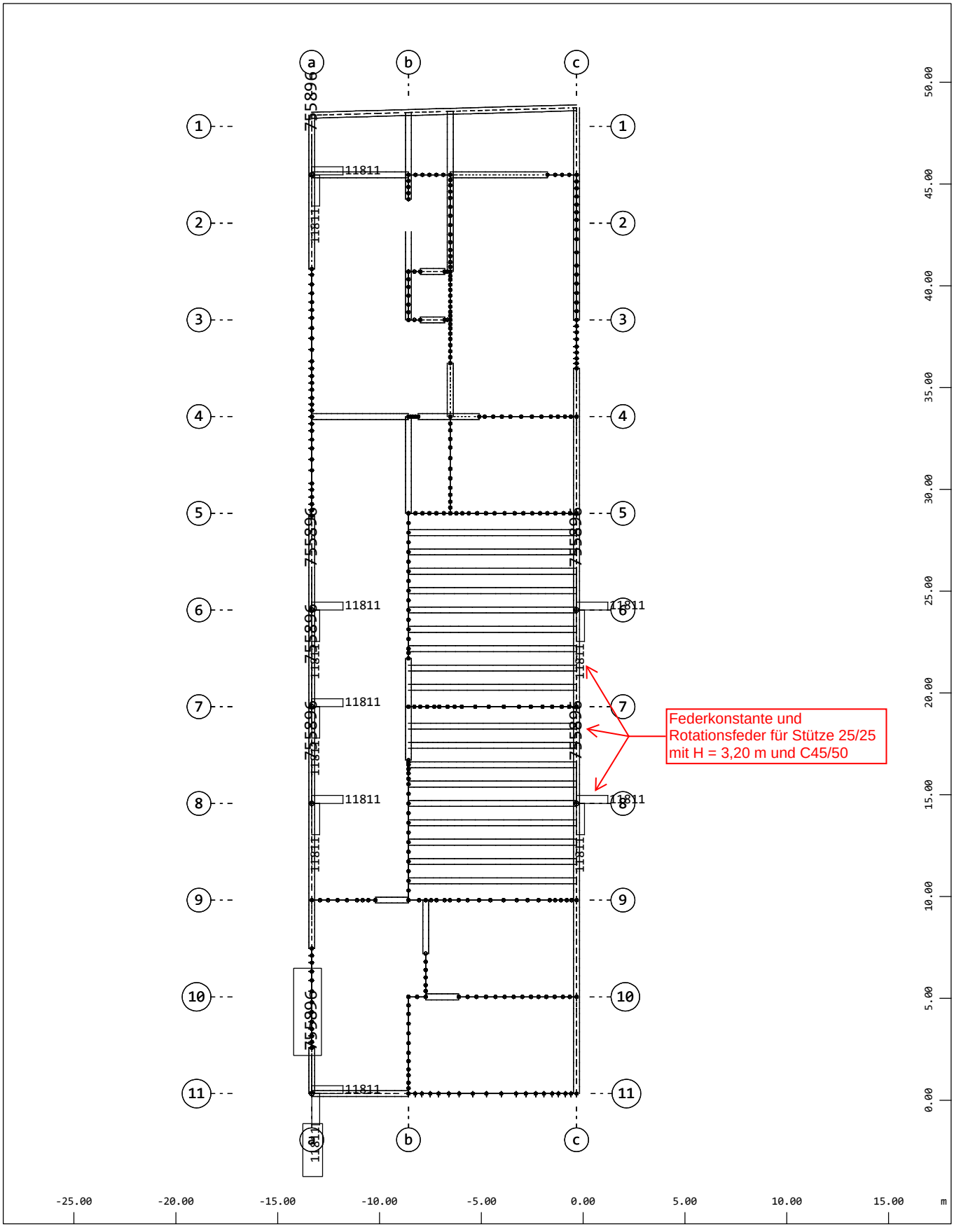
Bauherr: Bezirksamt Pankow von Berlin
Abt. Jugend und Familie /Jugendamt
Berliner Allee 252-260
13088 Berlin

Architekt
jan große architekten
danziger straße 168
10407 berlin
tel. 030-4280 2670
buero@grosse-architekten.de

Fachplaner
Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG
Rosenthaler Str. 40/41, 10178 Berlin
Fon +49(0)30 283983-0
berlin@lap-consult.com

841x1400

Dachdecke über EG
Geometrie und System



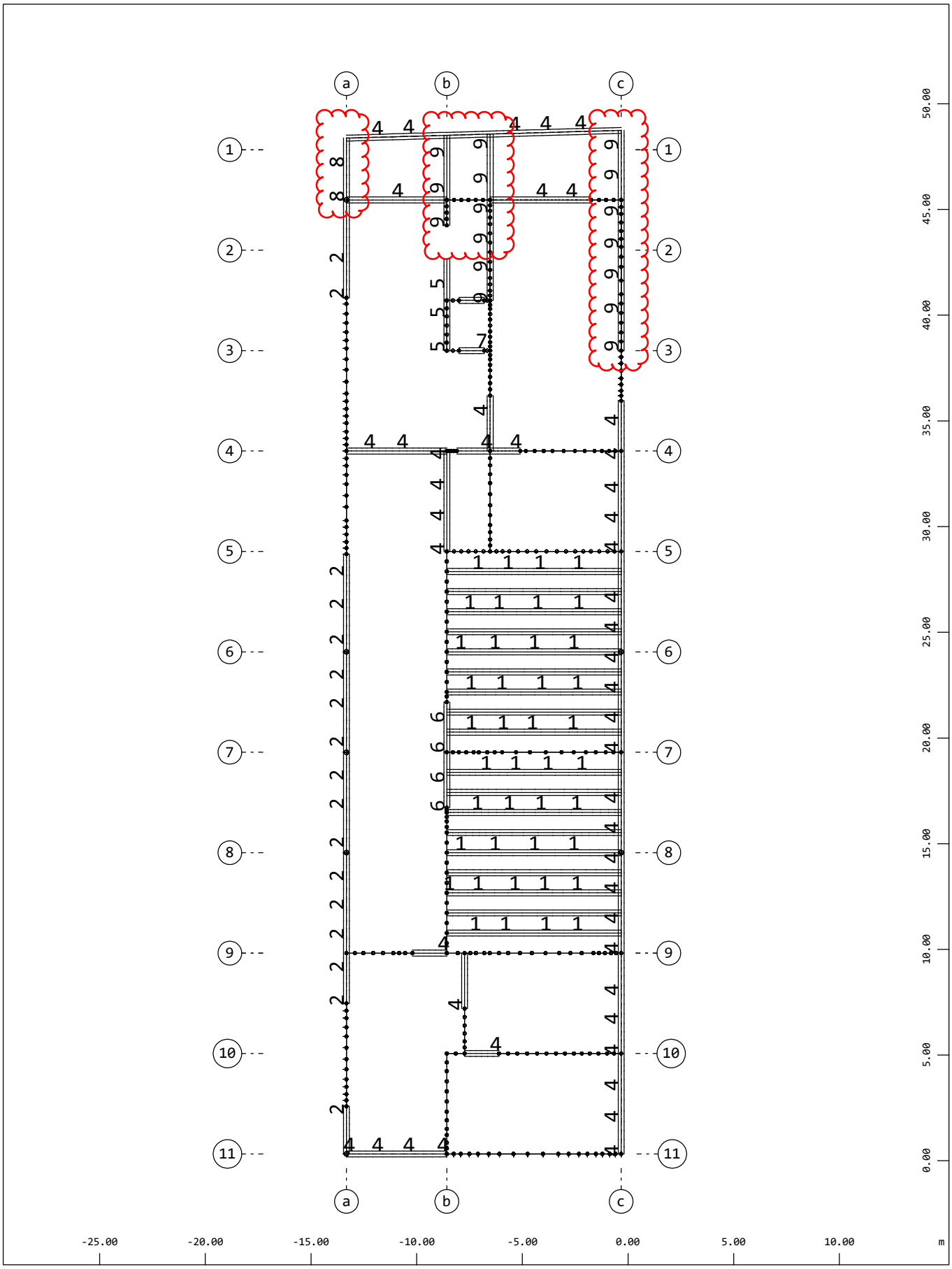
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

X
Z Y

Federkonstante Moment, 1 cm im Raum = 20000. kNm/rad (Max=11811.)
Federkonstante, 1 cm im Raum = 1.0000e+06 kN/m (Max= 7.5590e+05)

M 1 : 260

Dachdecke über EG

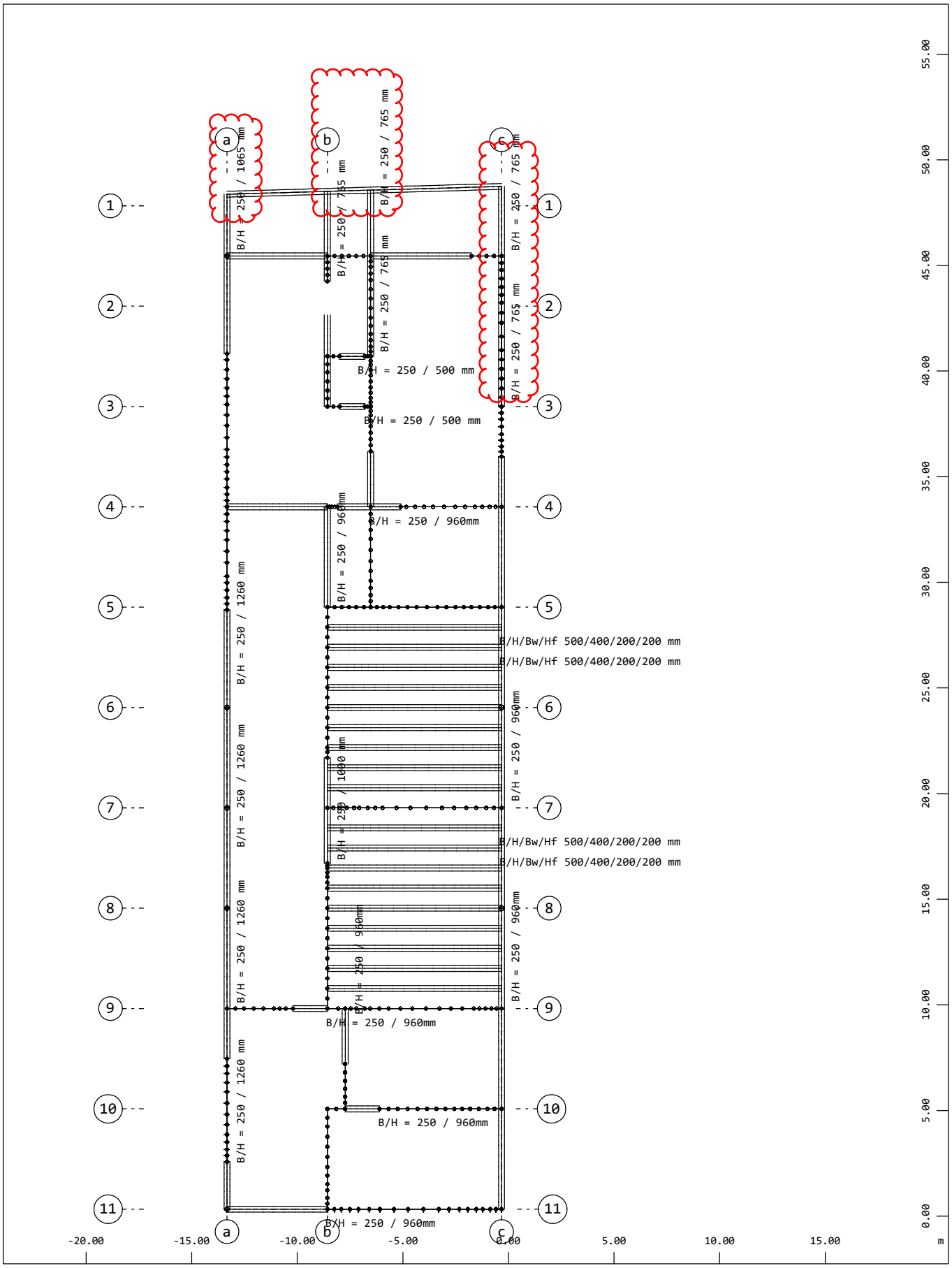


Stabelemente , Querschnittsnummern (Max=9)

M 1 : 250

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG

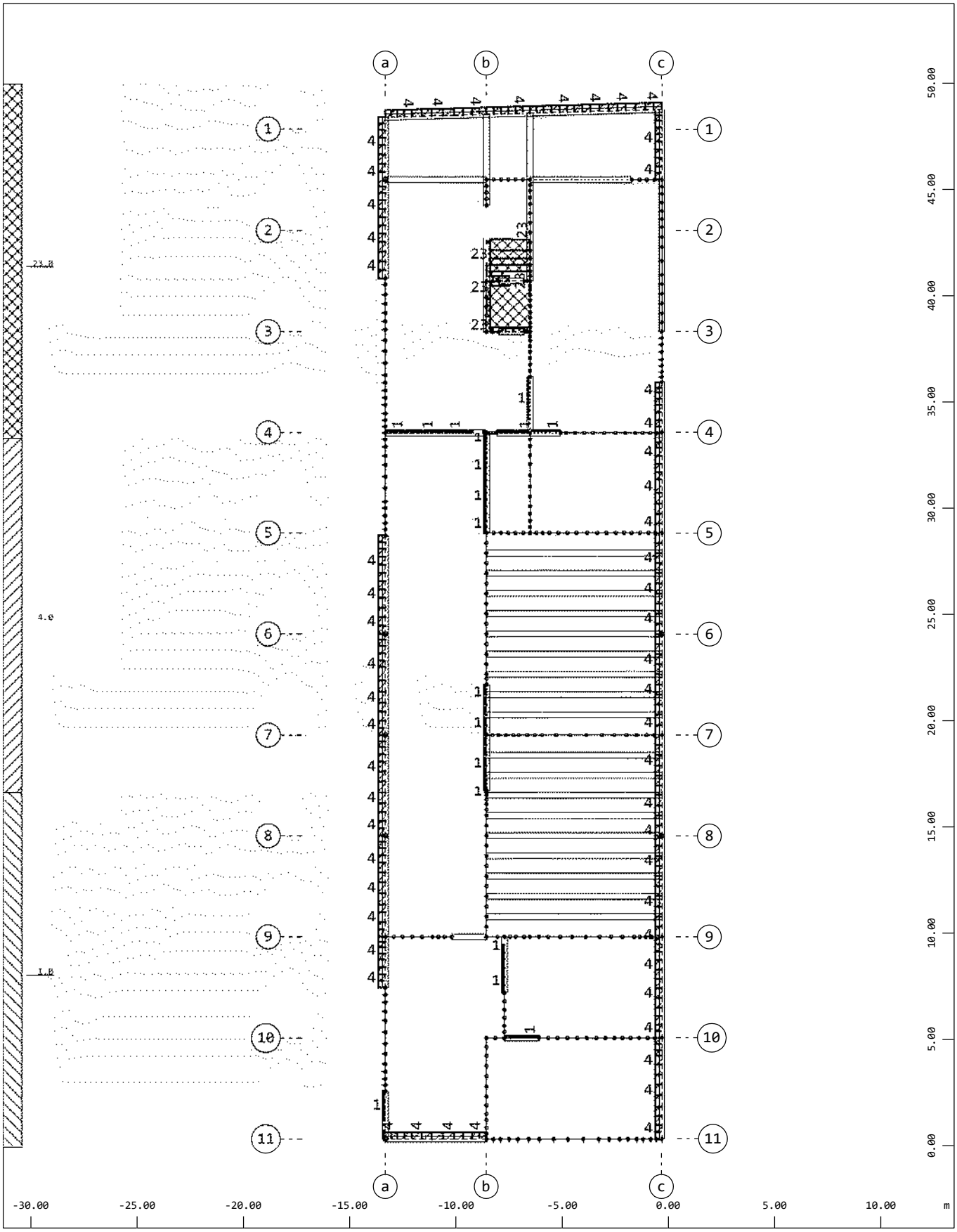


Stabelemente , Querschnittsbezeichnungen

M 1 : 250

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Einwirkungen



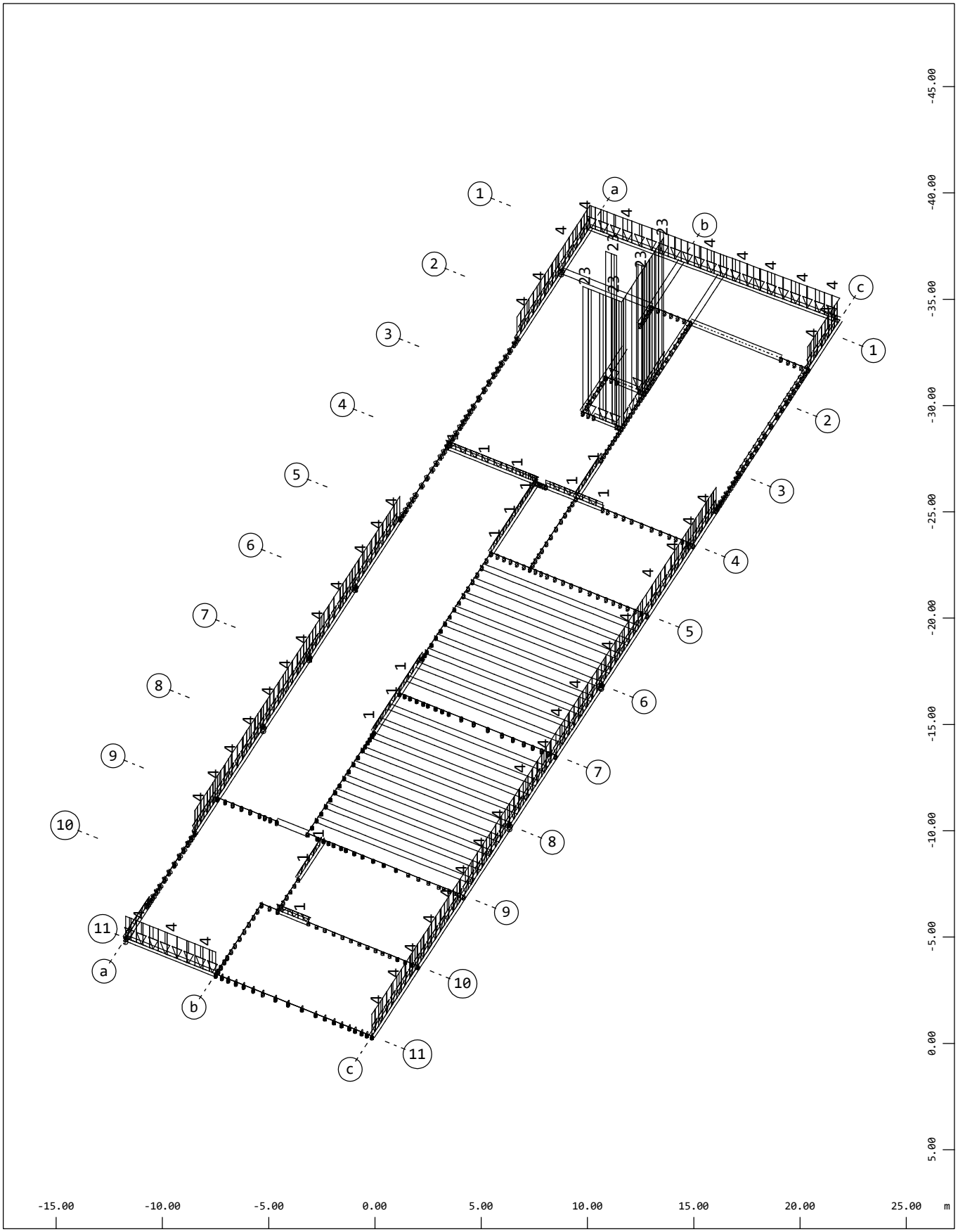
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

X
Z Y

Freie Linienlast (Kraft), Lastfall 12 Ausbaulasten , (1 cm im Raum = Unit) in global Z
(Unit=30.8 kN/m) (Max=23.0)

M 1 : 250

Dachdecke über EG
Einwirkungen

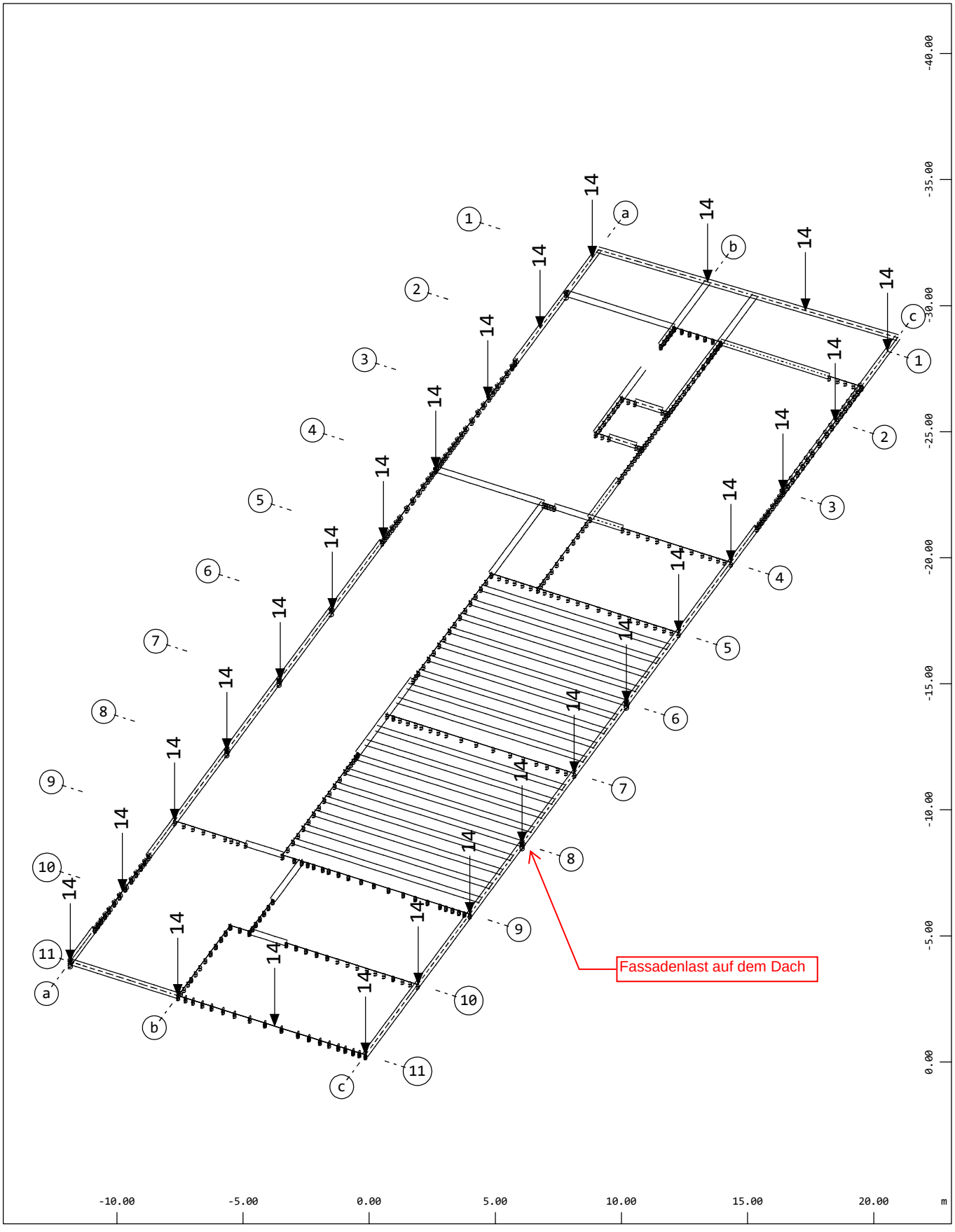


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Freie Linienlast (Kraft) in global Z, Lastfall 12 Ausbaulasten , 1 cm im Raum = 6.09
kN/m (Max=23.0)

M 1 : 250
X * 0.831
Y * 0.959
Z * 0.625

Dachdecke über EG
Einwirkungen

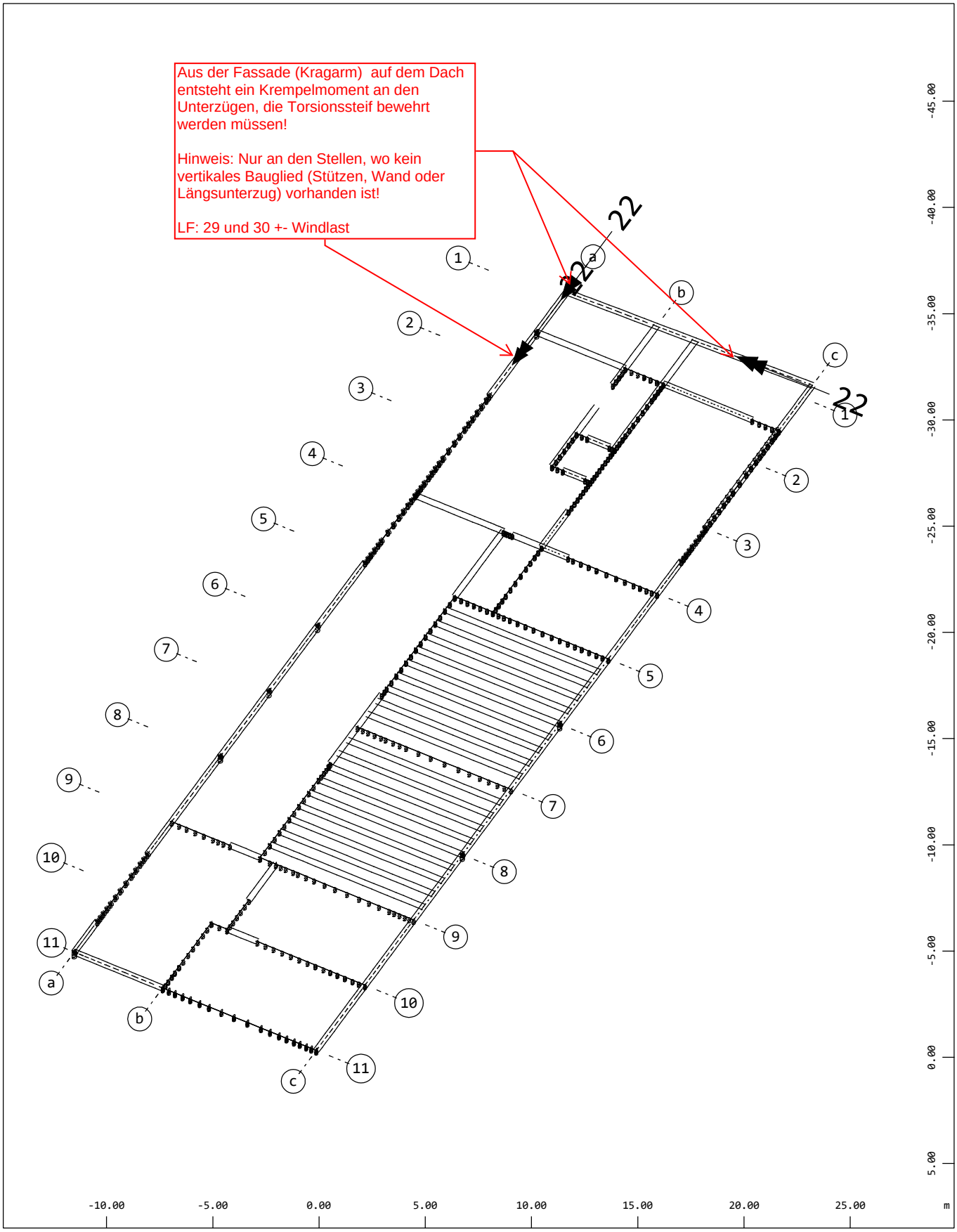


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Freie Einzellast in global Z, Lastfall 13 Ausbaulasten , (1 cm im Raum = Unit) Freie Einzellast (Kraft) in global Z (Unit=9.69 kN) (Max=14.0)

M 1 : 210
X * 0.732
Y * 0.944
Z * 0.758

Dachdecke über EG
Einwirkungen

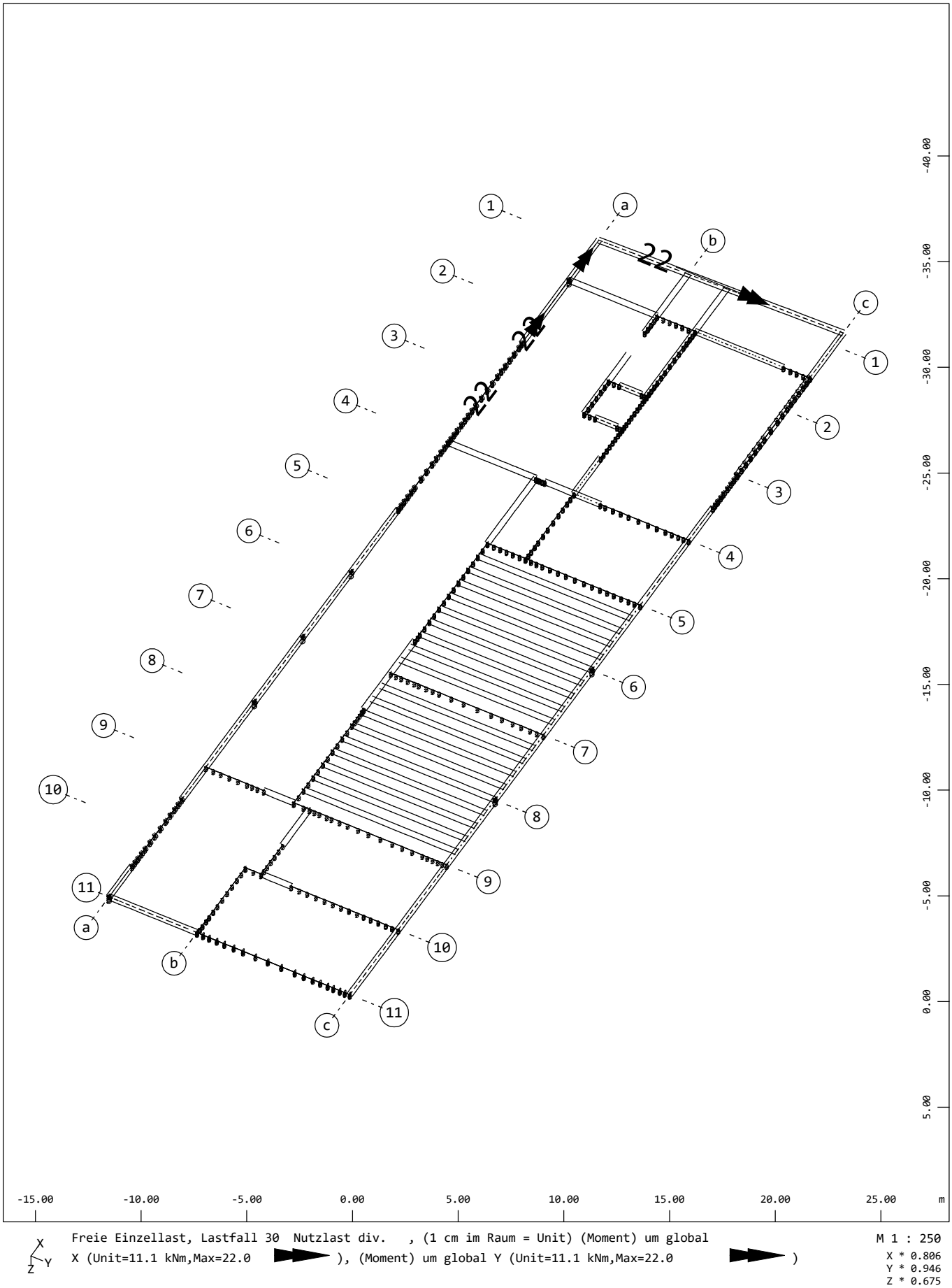


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Freie Einzellast, Lastfall 29 Nutzlast und Install , (1 cm im Raum = Unit) (Moment) um global X (Unit=11.1 kNm,Min=-22.0 Max=-22.0), (Moment) um global Y (Unit=11.1 kNm,Min=-22.0 Max=-22.0)

M 1 : 250
X * 0.806
Y * 0.946
Z * 0.675

Dachdecke über EG
Einwirkungen

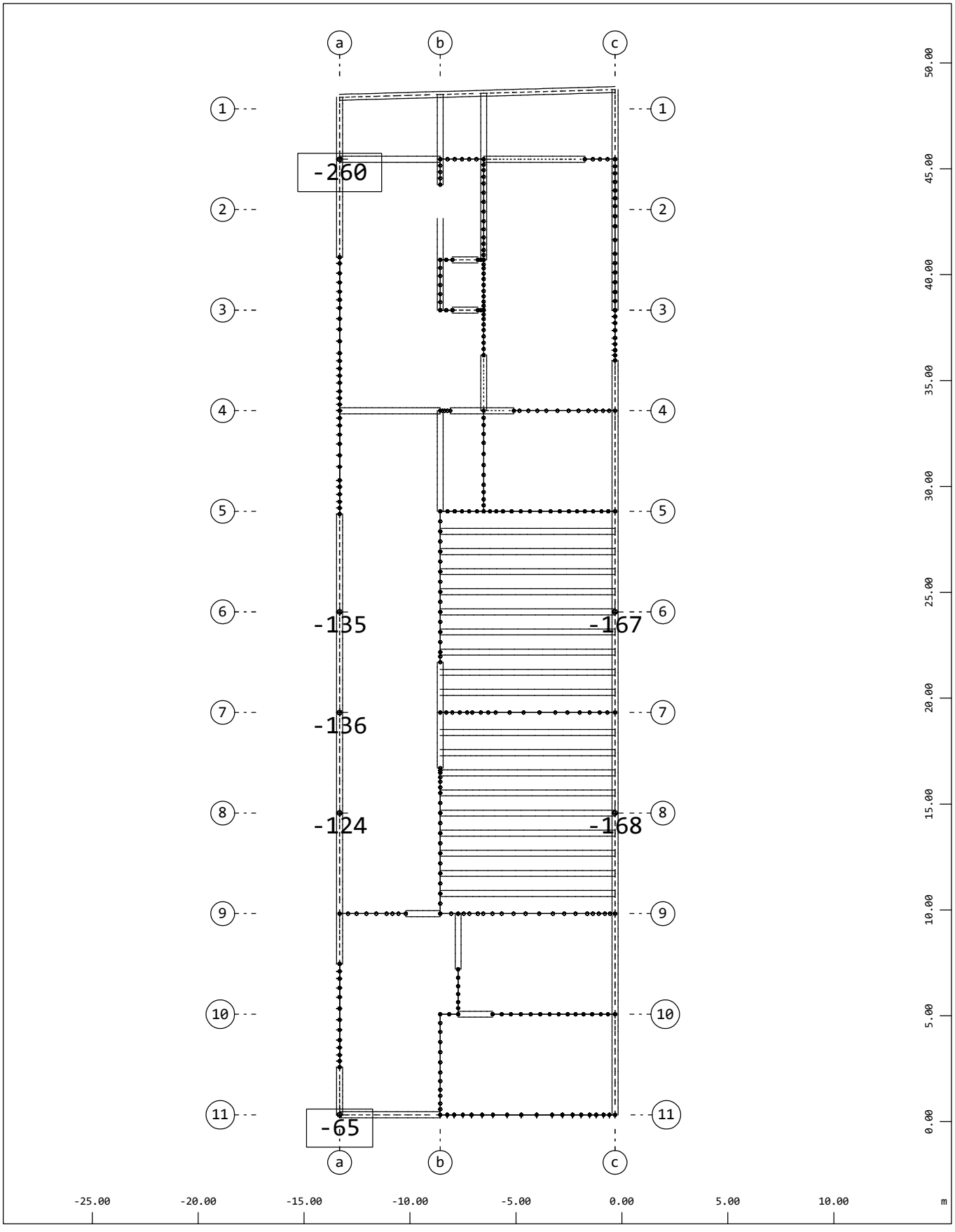


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Freie Einzellast, Lastfall 30 Nutzlast div. , (1 cm im Raum = Unit) (Moment) um global X (Unit=11.1 kNm,Max=22.0), (Moment) um global Y (Unit=11.1 kNm,Max=22.0)

M 1 : 250
X * 0.806
Y * 0.946
Z * 0.675

Dachdecke über EG
Stützenlasten

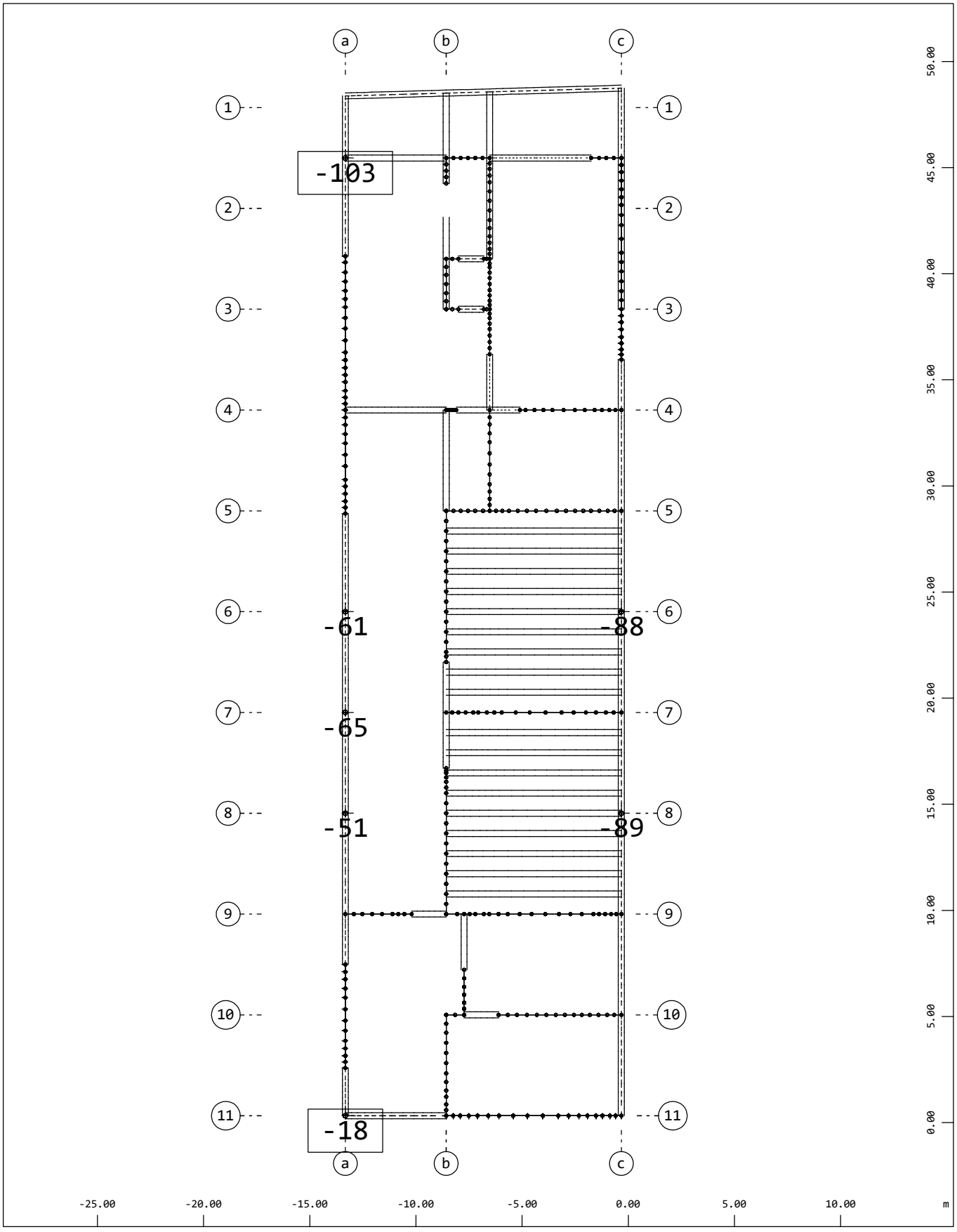


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Auflagerfedern , Federkraft in global Z in kN, Lastfall 100 LF10 bis LF13 (Min=-259.8) (Max=0) (Summe: -1055.)

M 1 : 250

Dachdecke über EG
Stützenlasten



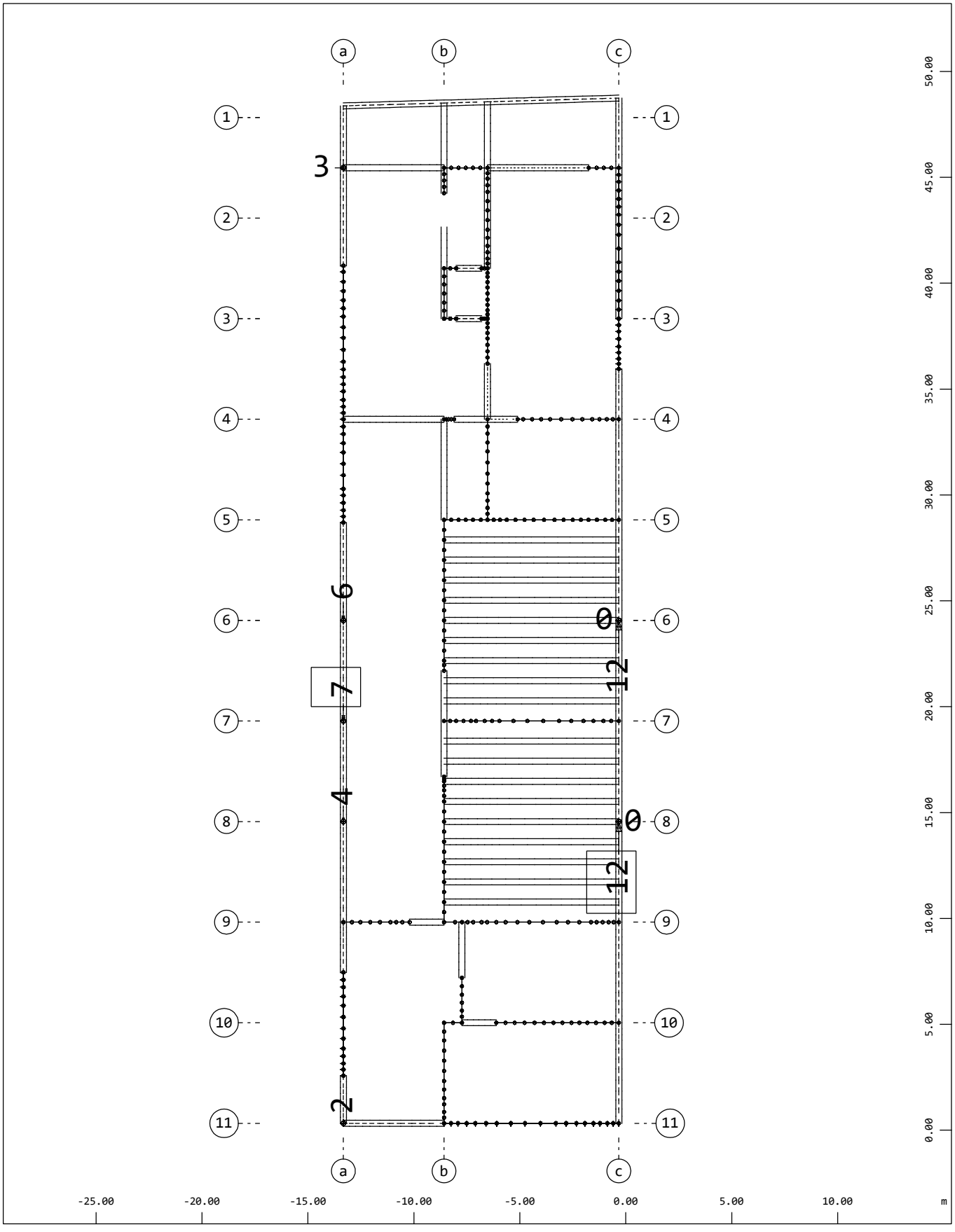
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

X
Z Y

Auflagerfedern , Federkraft in global Z in kN, Lastfall 200 Nutzlast Q LF21 bis LF30
(Min=-103.0) (Max=0) (Summe: -475.0)

M 1 : 250

Dachdecke über EG
Stützenlasten

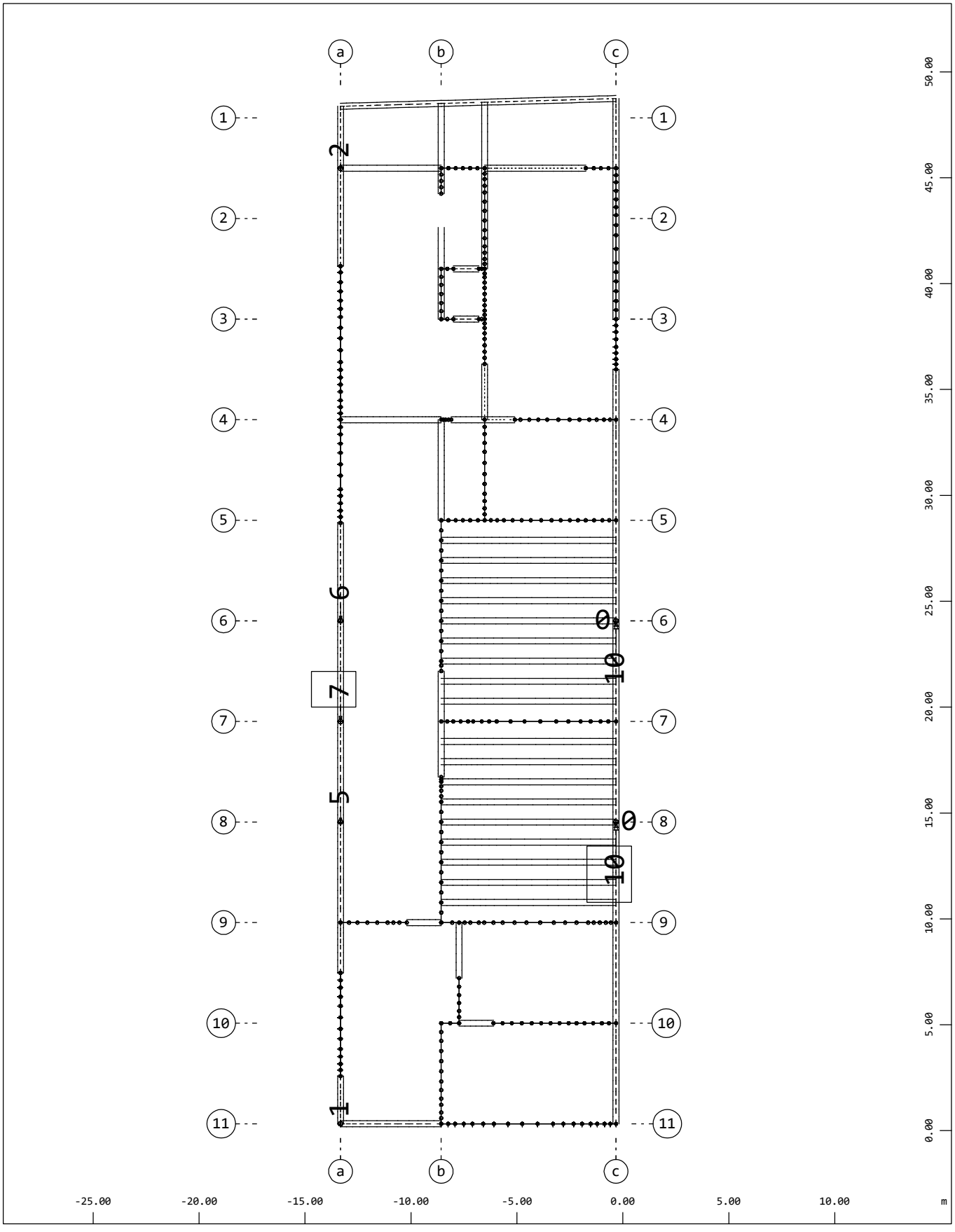


Auflagerfedern , Federmoment, Lastfall 100 LF10 bis LF13 , 1 cm im Raum = 20.0 kNm
(Min=-6.63) (Max=12.4)

M 1 : 250

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Stützenlasten



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Auflagerfedern , Federmoment, Lastfall 200 Nutzlast Q LF21 bis LF30 , 1 cm im Raum = 20.0 kNm (Min=-6.59) (Max=10.2)

M 1 : 250

Dachdecke über EG
Bemessung

Bewehrungswahl:

Materialien: Beton C25/30 / Betonstahl B 500 B Expositionsklasse: XC3; WO (oben) / XC1, WO (unten)

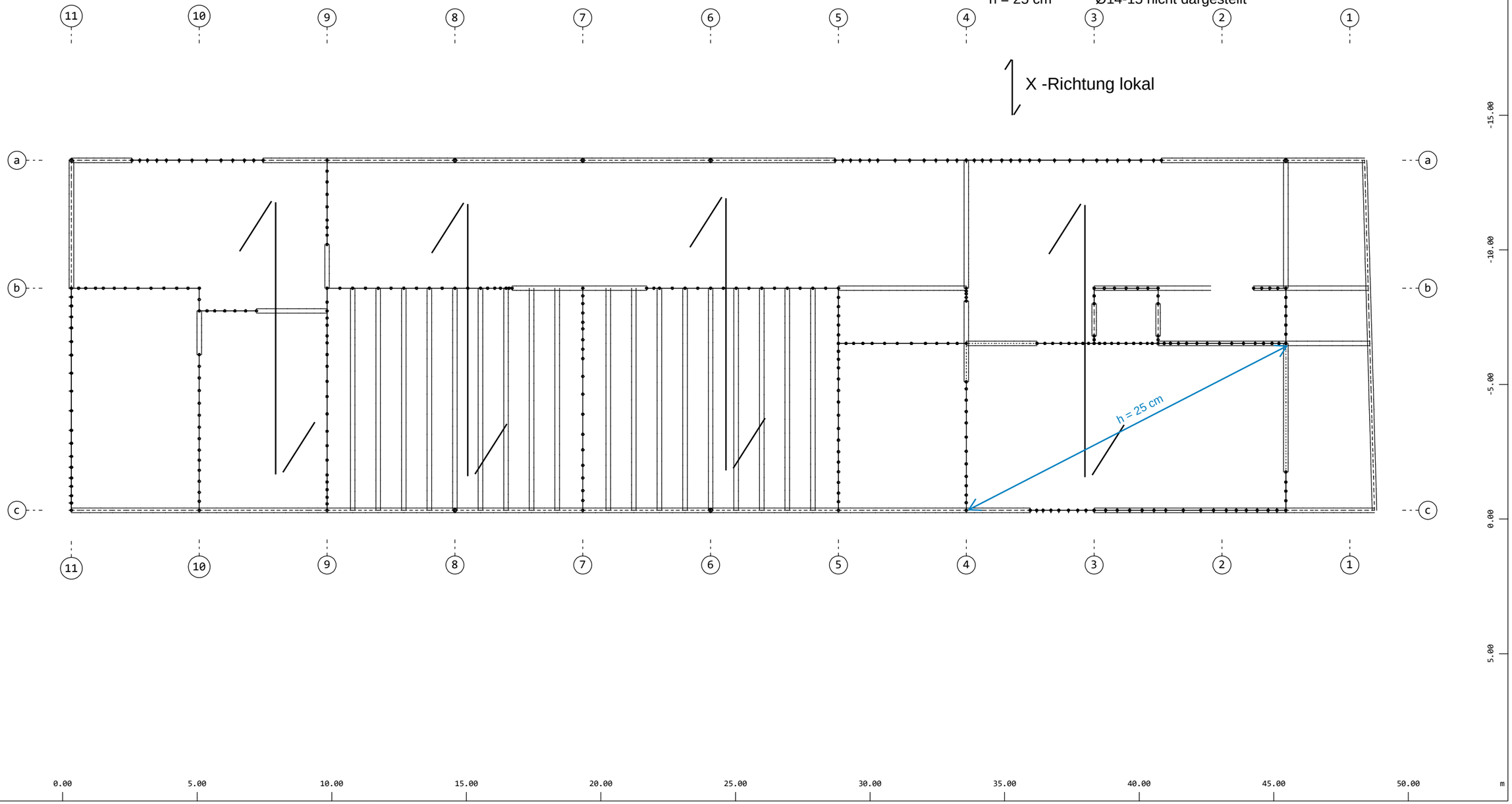
Betondeckung: c_{nom} = 3,5 cm (oben) / c_{nom} = 3,0 cm (unten)

Bewehrungsverlegung 1. Lage unten in lokal X - Richtung

Grundbewehrung

h = 20 cm Ø12-15 nicht dargestellt

h = 25 cm Ø14-15 nicht dargestellt



Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) unten im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , Differenzen zu 7.54, von 0 bis 0 Stufen 2.00 cm2/m

M 1 : 150

Z X Y

SOFISTIK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Bemessung

Bewehrungswahl:

Materialien: Beton C25/30 / Betonstahl B 500 B Expositionsklasse: XC3; WO (oben) / XC1, WO (unten)

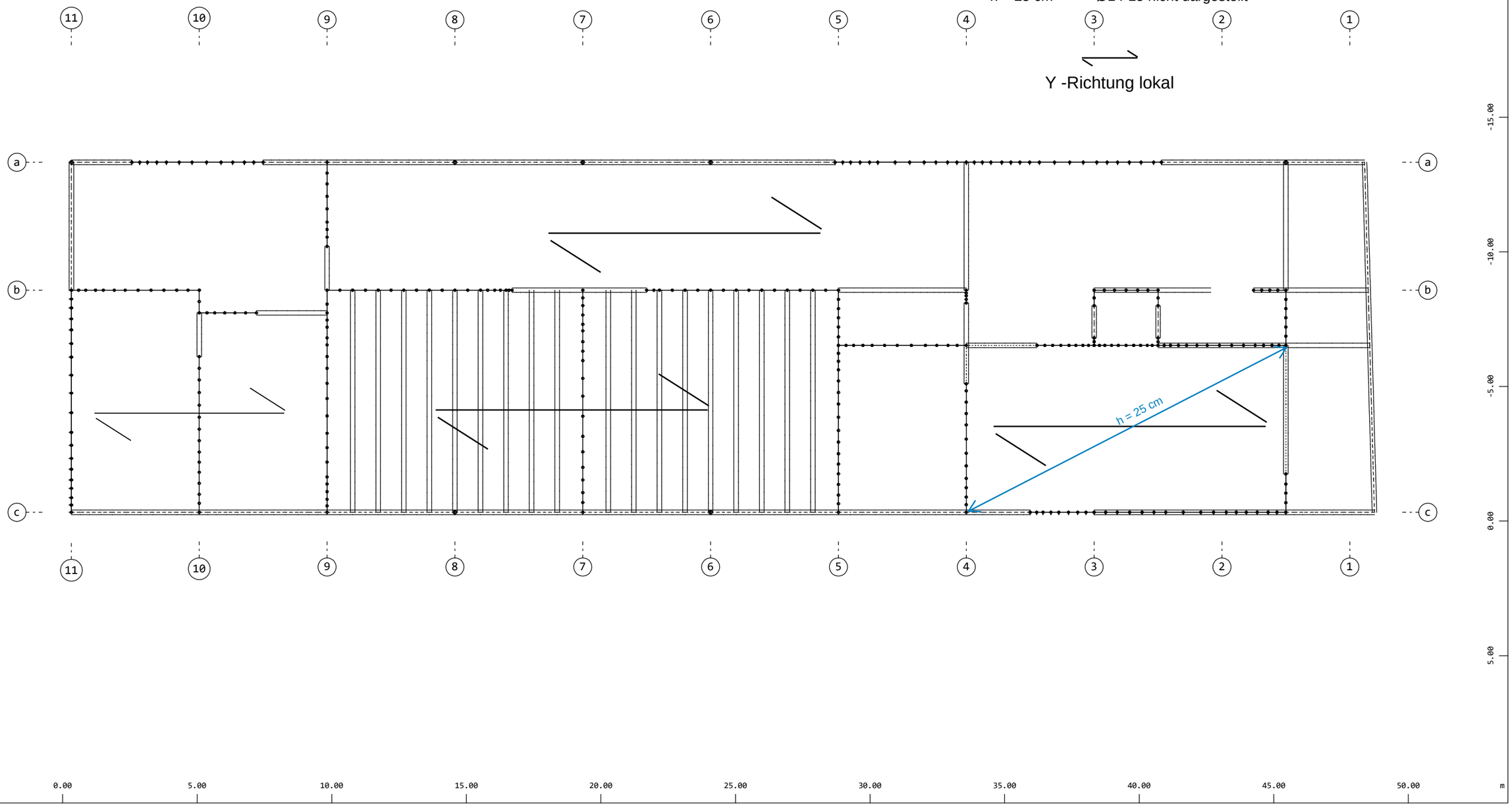
Betondeckung: c_{nom} = 3,5 cm (oben) / c_{nom} = 3,0 cm (unten)

Bewehrungsverlegung 2. Lage unten in lokal Y - Richtung

Grundbewehrung

h = 20 cm Ø12-15 nicht dargestellt

h = 25 cm Ø14-15 nicht dargestellt



Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) unten im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , Differenzen zu 7.54, von 0 bis 0 Stufen 1.00 cm2/m

M 1 : 150

Z X Y

SOFISTIK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Bemessung

Bewehrungswahl:

Materialien: Beton C25/30 / Betonstahl B 500 B Expositionsklasse: XC3; WO (oben) / XC1, WO (unten)

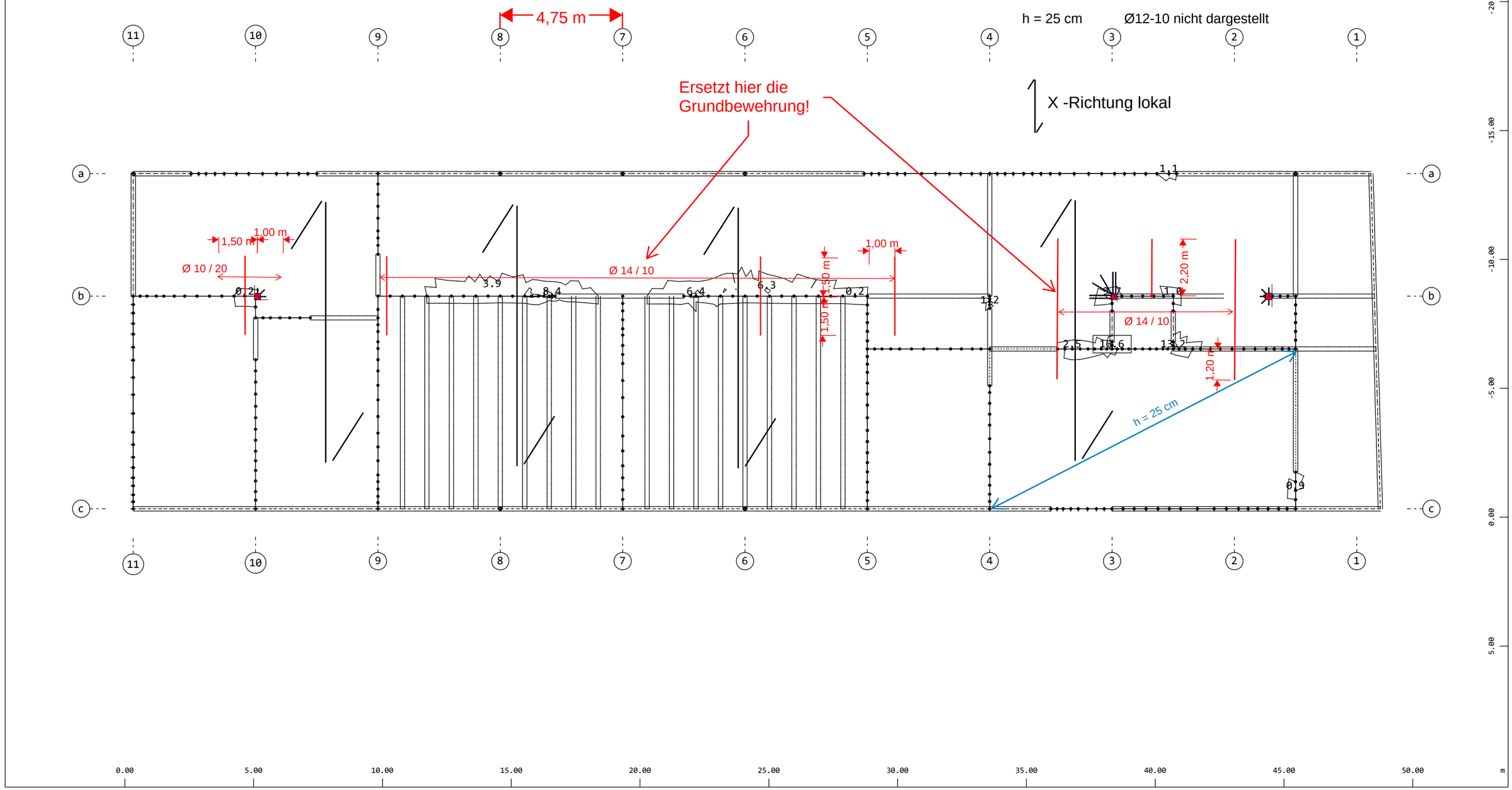
Betondeckung: c_{nom} = 3,5 cm (oben) / c_{nom} = 3,0 cm (unten)

Bewehrungsverlegung 1. Lage oben in lokal X - Richtung

Grundbewehrung

h = 20 cm Ø10-10 nicht dargestellt

h = 25 cm Ø12-10 nicht dargestellt



Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) oben im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , Differenzen zu 7.85, von 0 bis 16.6 Stufen 5.00 cm2/m

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Bemessung

Bewehrungswahl:

Materialien: Beton C25/30 / Betonstahl B 500 B Expositionsklasse: XC3; WO (oben) / XC1, WO (unten)

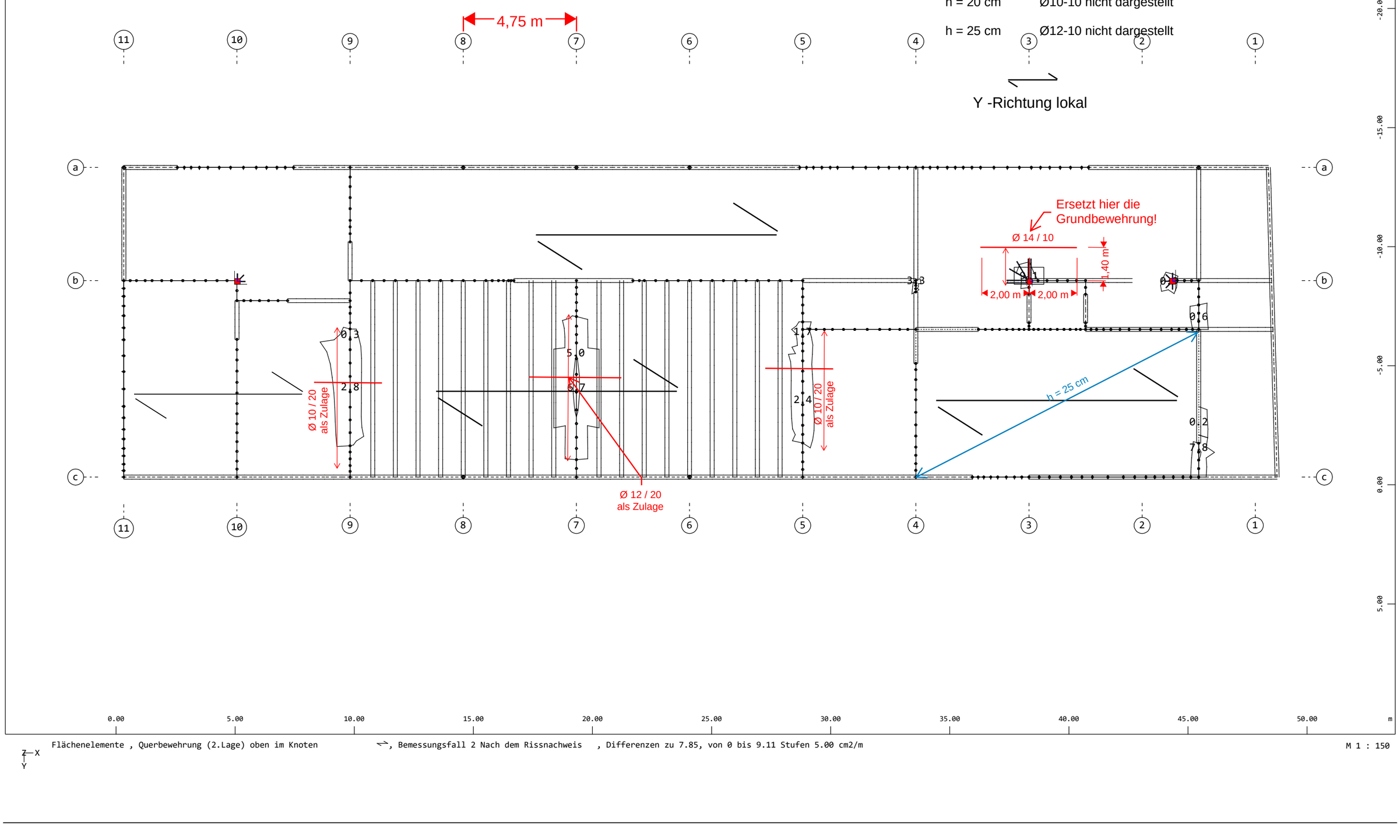
Betondeckung: c_{nom} = 3,5 cm (oben) / c_{nom} = 3,0 cm (unten)

Bewehrungsverlegung 2. Lage oben in lokal Y - Richtung

Grundbewehrung

h = 20 cm Ø10-10 nicht dargestellt

h = 25 cm Ø12-10 nicht dargestellt

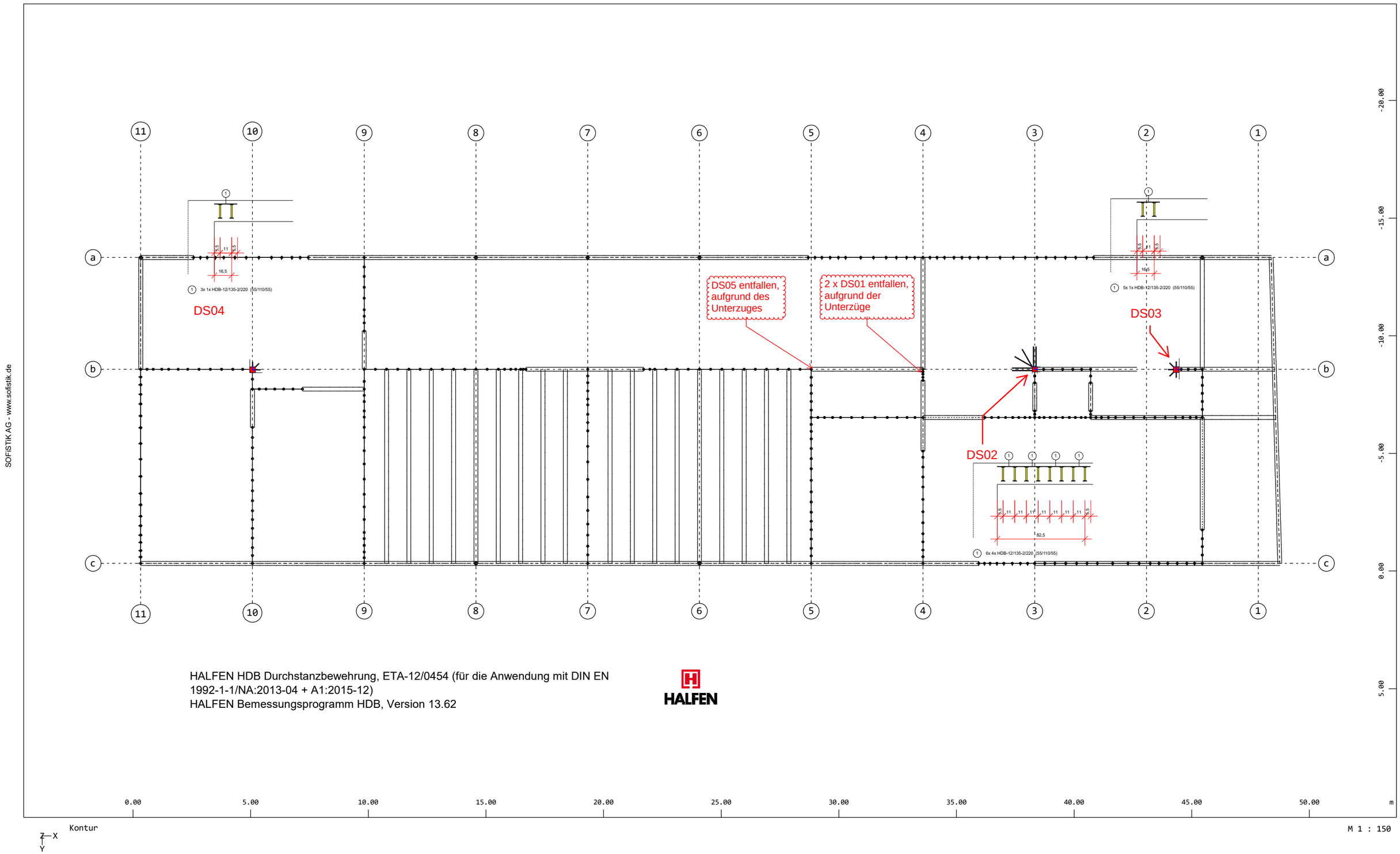


Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) oben im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , Differenzen zu 7.85, von 0 bis 9.11 Stufen 5.00 cm2/m

M 1 : 150

SOFISTIK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Bemessung



HALFEN HDB Durchstanzbewehrung, ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12)
HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.62

SOFISTIK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Bemessung

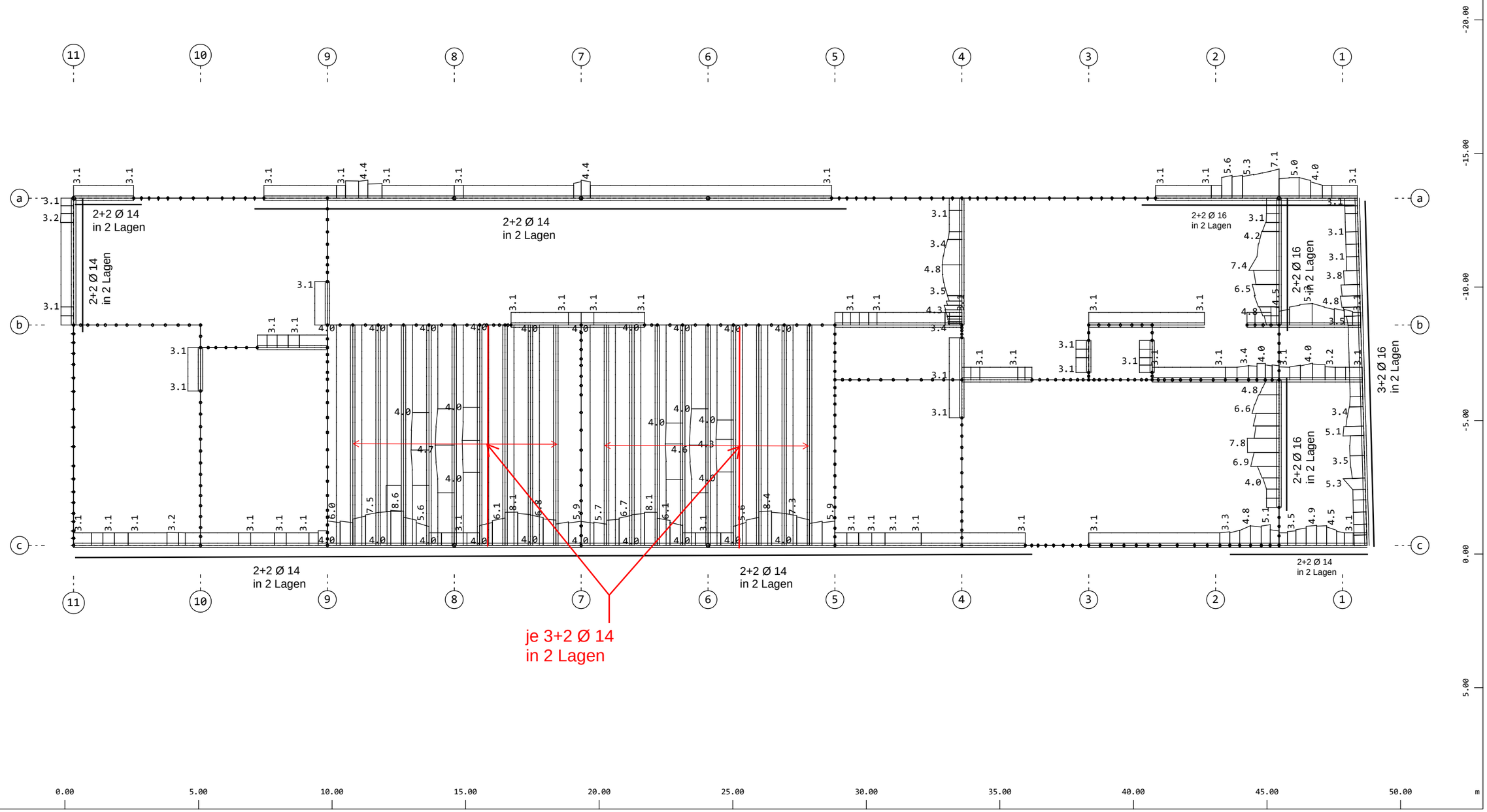
Bewehrungswahl: Wände/ Balken / Unterzüge: Expositionsklasse: XC1; WF außen / XC1; WO innen

Materialien: Beton C25/30 (Balken/Unter- Oberzüge) / Betonstahl B 500 B

Betondeckung: c_{nom} = 3,0 cm

Bewehrung unten

gewählt: 3 Ø 14 wenn nicht anders angegeben



Stabelemente , Längsbewehrung Rang M1, Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , 1 cm im Raum = 9.80 cm2 (Max=8.55)

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Bemessung

Bewehrungswahl: Wände/ Balken / Unterzüge: Expositionsklasse: XC1; WF außen / XC1; WO innen

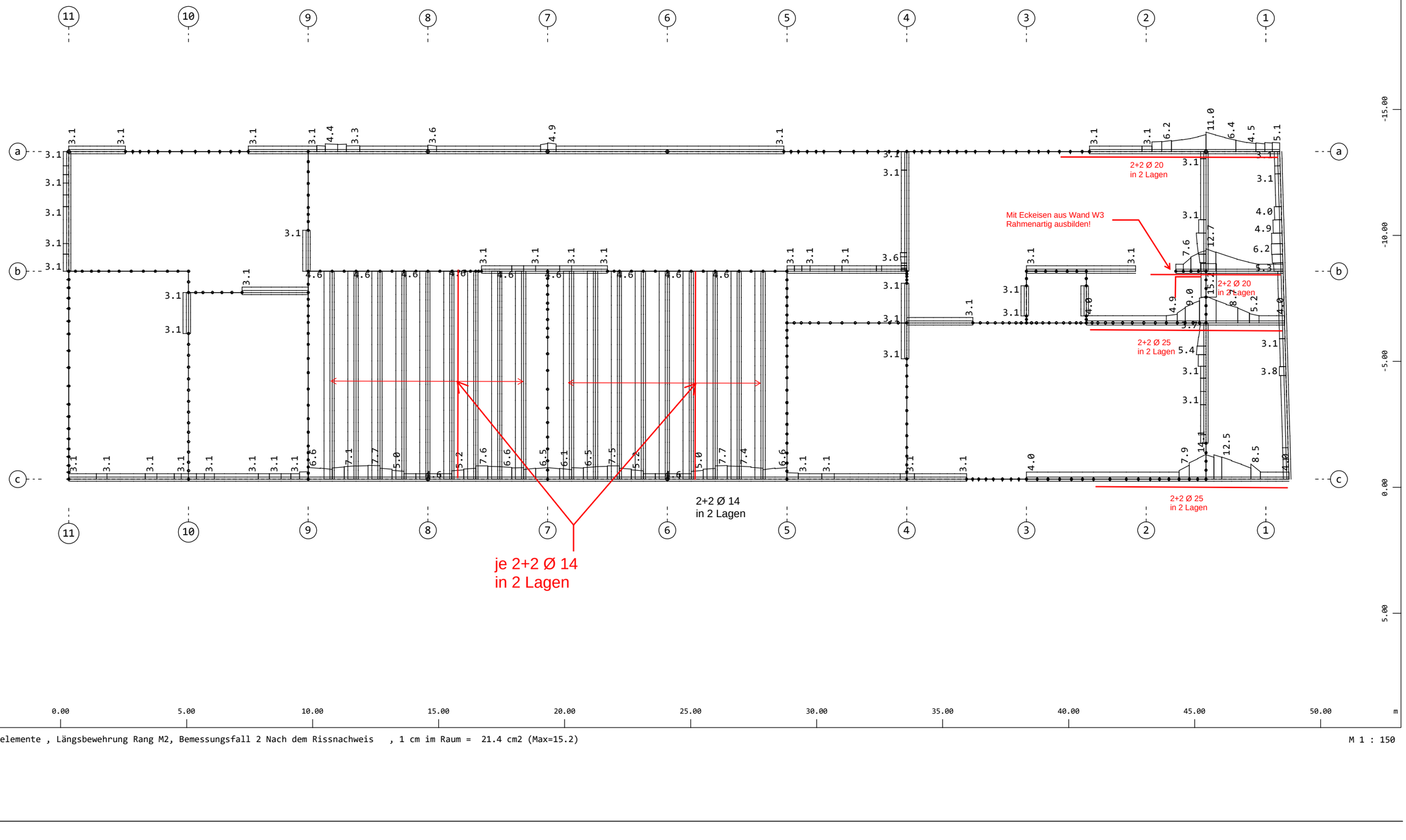
Bewehrung oben

Materialien: Beton C25/30 (Balken/Unter- Oberzüge) / Betonstahl B 500 B

Betondeckung: c_{nom} = 3,0 cm

gewählt:
- 2x2 Ø 14 als Deckenrandbew. bzw. Aufkantung Achse a
- Ø10/10 seitlich

wenn nicht anders angegeben



Stabelemente , Längsbewehrung Rang M2, Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , 1 cm im Raum = 21.4 cm2 (Max=15.2)

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Bemessung

Bewehrungswahl: Wände/ Balken / Unterzüge: Expositionsklasse: XC1; WF außen / XC1; WO innen

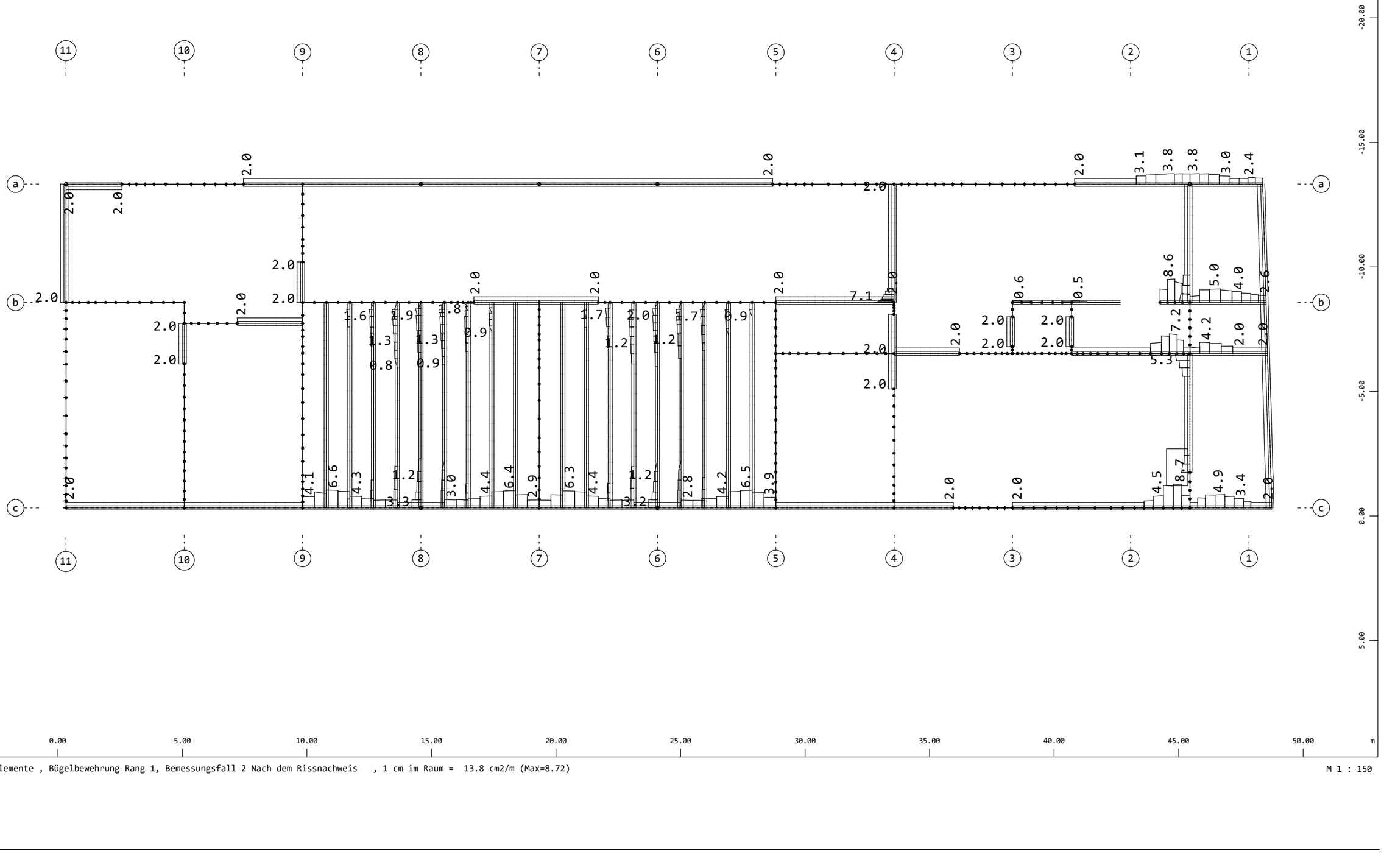
Bügelbewehrung

Materialien: Beton C25/30 (Balken/Unter- Oberzüge) / Betonstahl B 500 B

Betondeckung: c_{nom} = 3,0 cm

Wand / Balken / Attika konstruktiv
gewählt: Ø10/15

Balken Achse a / 1-3 und 1 / b-c
Bügel mit lo übergreifen / schließen



Stabelemente , Bügelbewehrung Rang 1, Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , 1 cm im Raum = 13.8 cm2/m (Max=8.72)

M 1 : 150

Z X
Y

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Kapitel: 5 Decken

Inhaltsverzeichnis

5.2 Decke über Untergeschoss 2

5.2.1 Allgemeines und Positionierung 2

5.2.2 Geometrie, System und Einwirkungen 4

5.2.3 Schnittgrößen und Bemessung der Decke 57

5.2.3.1 Allgemeines, Verformung, Auflagerkräfte und Schnittlasten 57

5.2.3.2 Sicherstellung der Dauerhaftigkeit 99

5.2.3.3 Bemessung GZT und GZG 101

5.2.4 Hinweise zur Ausführungsplanung 135

5.2 Decke über Untergeschoss

5.2.1 Allgemeines und Positionierung

Eine allgemeine Erläuterung zum Tragwerk und weitergehende, hier nicht aufgeführte Angaben, zu z.B. Baustoffeigenschaften, Betonnachbehandlung, Bauablauf und weitere konstruktive Maßnahmen, sind der Pos. 1: Baubeschreibung Tragwerk zu entnehmen.

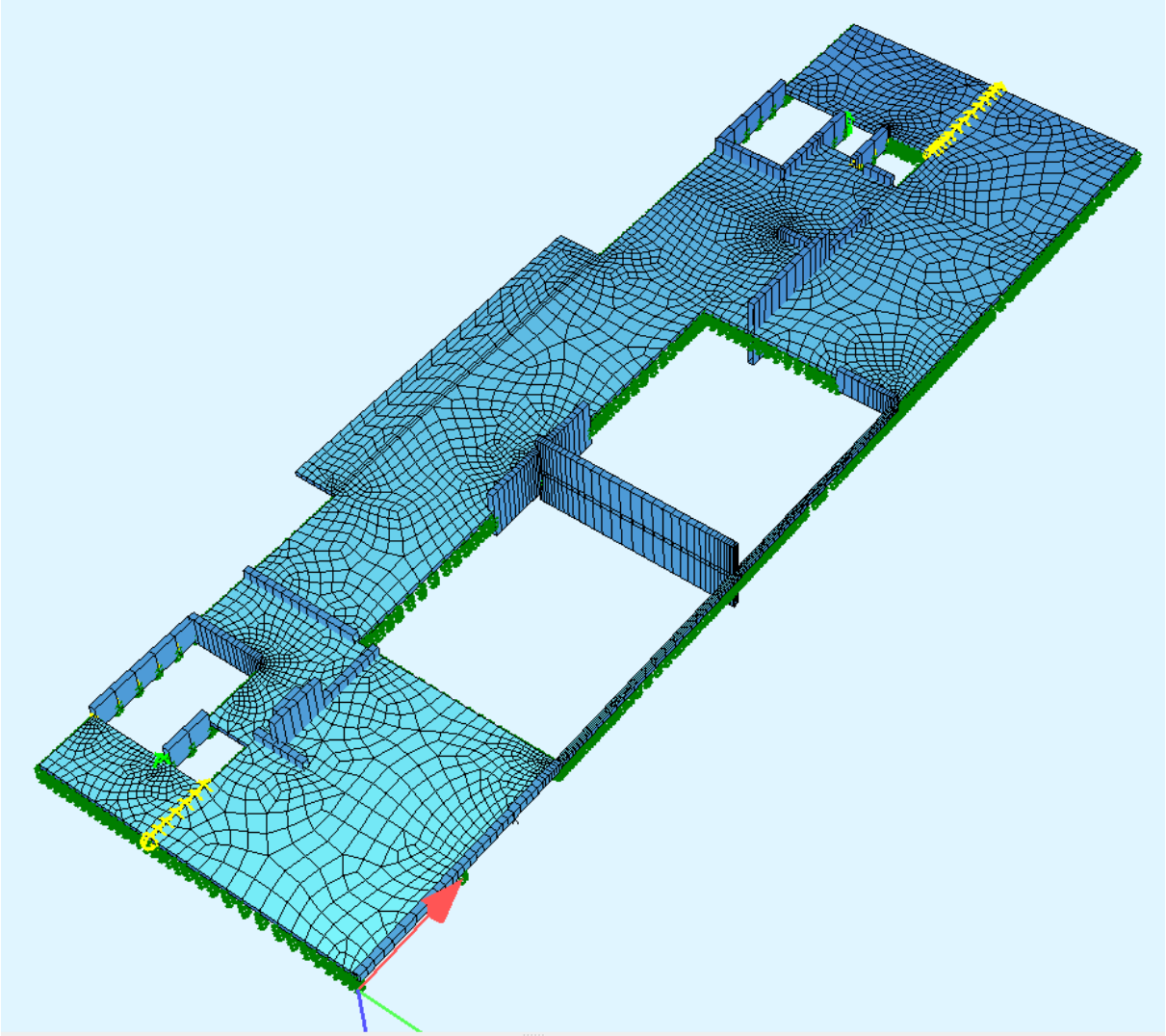
Allgemeine Angaben zum Brandschutz werden in der Pos. 10 erbracht.

Die Decke wird als schlaff bewehrte Stahlbetonflachdecke ausgebildet. Sie ist als fugenlose Decke mit einer Dicke von 20 cm und 25 cm geplant.

Die Unter-/Überzüge werden als Balken im Modell erfasst.

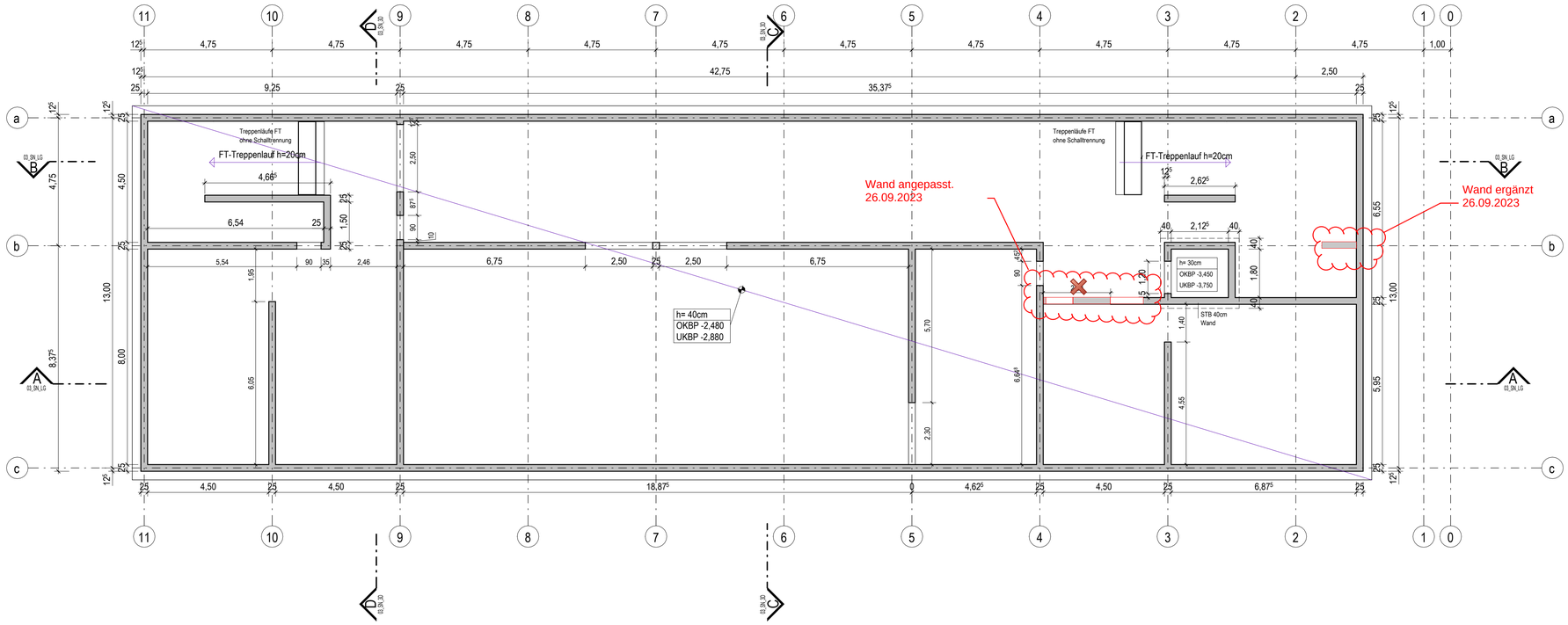
Die Deckenberechnung erfolgt mit dem FE-Programm „SOFiSTiK“ 2022.

Zur Aufnahme der Zwangsbeanspruchung aus Hydratation und infolge der Behinderung der Verformung aus Kriechen und Schwinden wird als Grundbewehrung eine rissbreitenbeschränkende Bewehrung eingelegt.



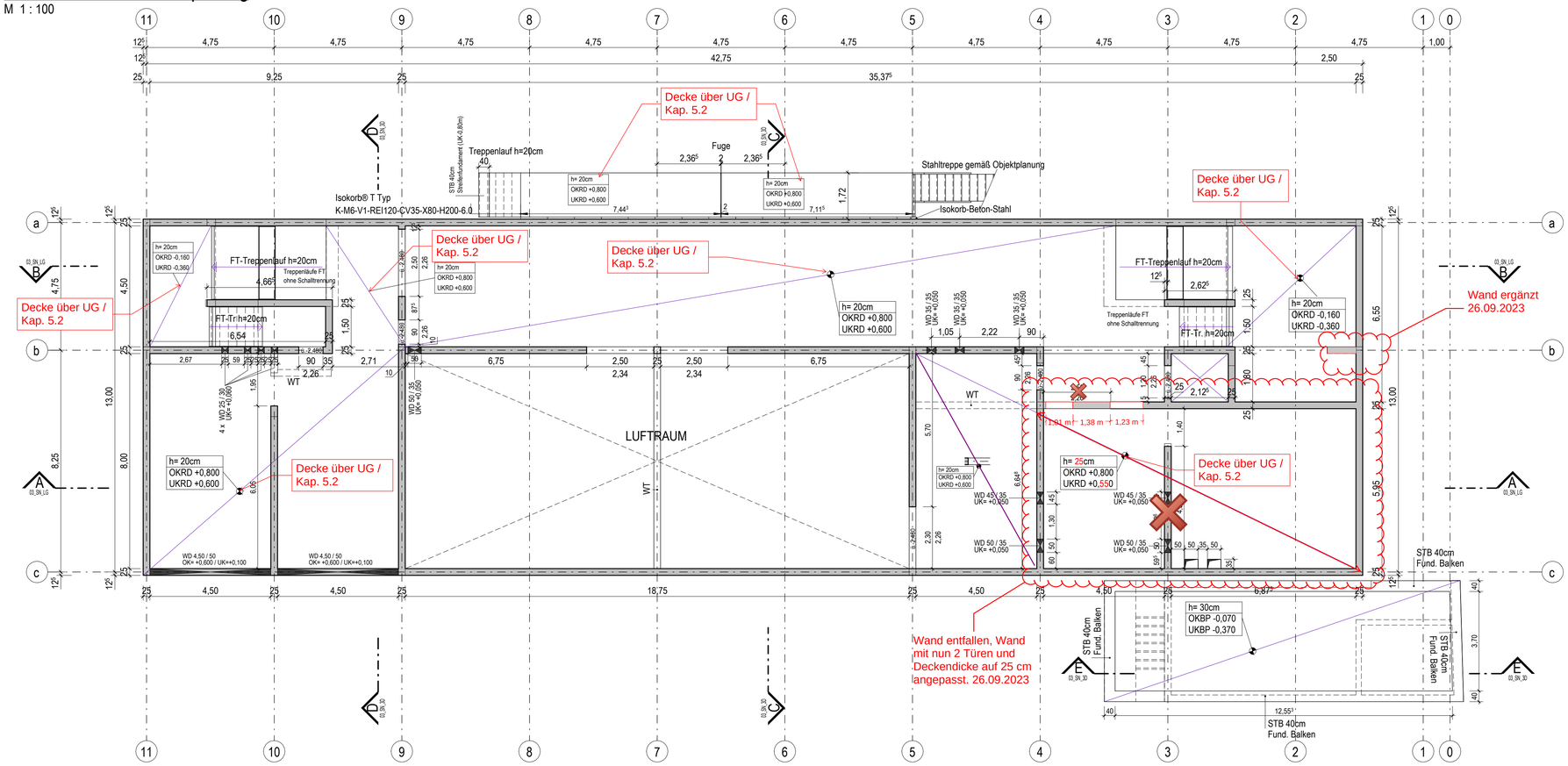
Draufsicht Fundamente / Entwurfsplanung

M 1 : 100



Decke über UG / Entwurfsplanung

M 1 : 100



Hinweise:

Höchster Grundwasserstand zeHGW= +42,40 NHN (siehe auch Bodengutachten BBiG v. 21.09.2022)
± 0.000 = +48.50m NHN

Bezeichnungen:

UZ	Unterzug	VS	Verbundstütze	OK	Oberkante / UK Unterkante
ÜZ	Überzug	FT	Fertigteil	n.t.	nicht tragend
WT	wandartiger Träger	HFT	Halbfertigteil		
VT	Verbundträger	STB	Stahlbeton - Ortbeton		
DD	Deckendurchbruch	BSH	Brettschichtholz		
DS	Deckenschlitz	BSP	Brettsperrholz		
WD	Wanddurchbruch	HTW	Holztafelwände		
WS	Wandschlitz	NH	Nadelvollholz		

- Die Pläne gelten nur in Verbindung mit dem Entwurfsbericht von Leonhardt, Andrä und Partner VBI AG.
- Der Auftragnehmer ist dazu verpflichtet, alle ihm übergebenen Unterlagen auf ihre Übereinstimmung und Richtigkeit zu prüfen (vgl. DIN 1961, § 3).
- Unstimmigkeiten sind dem Auftraggeber rechtzeitig vor Beginn der Genehmigungsplanung mitzuteilen.
- Höhenangaben sind auf OKRD bezogen. Nichttragende Bauteile (Mauerwerk, Fassaden-Fertigteile etc.) sind den Entwurfsplänen des Objektplaners zu entnehmen.
- Alle statisch relevanten Durchbrüche sind, soweit bekannt, entsprechend den Angaben der Objektplanung und Haustechnik im Plan dargestellt.
- Folgende Durchbrüche sind statisch relevant und vollständig zum Abschluss der Entwurfsplanung anzugeben:
  1. Durchbrüche mit einer Kantenlänge von 40 cm und größer
  2. Alle Deckendurchbrüche an Stützen, Wandenden und Wandecken im Abstand kleiner 5x Deckendicke
  3. Durchbrüche in Unter- und Überzügen mit Durchmesser größer als 1/4 der Steghöhe (UZ-Teil unter/über der Decke)
  4. Mehrere kleinere Durchbrüche oder Einlegeteile sind wie eine große Durchführung zu betrachten, wenn der lichte Abstand kleiner als 25cm ODER kleiner als die Abmessung ist.

Stand Entwurfsplanung Architekt: 14.07.2023

Betongüte, wenn nicht anders angegeben:
- Bodenplatten und Außenwände UG C 25/30
- Innen- und Außenwände ab EG i. Allg. C 25/30
- Decken und Unterzüge i. Allg. C 25/30
- Stützen(Innenstützen und Fassadenstützen) i. Allg. C 25/30
- Sauberkeitsschicht C 12/15

Bewehrungsstahl: B 500 B (f_{yk}=500 N/mm²), gemäß DIN 488
Konstruktionsstahl: S 235 JR, gemäß DIN EN 10025-2

- Schnittkante
- Sichtkante
- verdeckte Kante
- Stahlbeton C.../...(Regelfestigkeit) Abweichungen angegeben
- Deckendurchbruch
- Deckenschlitz
- Wanddurchbruch
- Wandschlitz
- VS Verbundstützen
- HTW Holztafelwand
- NH Nadelvollholz
- BSH Brettschichtholz
- Überzug b/h (einschl. Decke) z.B. ÜZ 20/50
- Unterzug b/h (einschl. Decke) z.B. UZ 30/40
- Höhenkote Schnitt
- Höhenkote Grundriss
- Stahlbeton Fertigteil

Wandartige Träger (WT) sind im Bauzustand bis zur Tragfähigkeit der obersten angeschlossenen Decke zu unterstützen!

H23 11481 Seite 3
06.10.2023 Pos. 5.2

Index	Änderung	gez.	Datum

Entwurfsplanung

Projekt: Jugendfreizeiteinrichtung MAXIM
Charlottenburger Straße 117 in 13086 Berlin

Freigabe Architekt: | Freigabe Prüfingenieur:

Planinhalt: Tragwerksübersicht Fundamente und Decke über EG

Datum:	14.07.2023
Gezeichnet:	Wa
Geprüft:	KM
Maßstab:	1: 100
Auftragsnummer:	H23-11481
Plan-Nr.:	03_FN_UG
Index	

Bauherr: Bezirksamt Pankow von Berlin, Abt. Jugend und Familie /Jugendamt, Berliner Allee 252-260, 13088 Berlin

Architekt: jan große architekten, danziger straße 168, 10407 berlin, tel. 030-4280 2670, buero@grosse-architekten.de

Fachplaner: Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG, Rosenthaler Str. 40/41, 10178 Berlin, Fon +49(0)30 283983-0, berlin@lap-consult.com

14.07.2023 07:52:04

5.2.2 Geometrie, System und Einwirkungen

System und Material:

Die Systemlinien werden gemäß Tragwerksplan aus der Bauteilgeometrie abgeleitet. Es sind keine Höhensprünge an den Unterseiten der Deckenplatte vorhanden.

Statisch relevante Deckendurchbrüche (i.d.R. mit Mindestabmessungen von ≥ 40 cm) werden im FE-Modell bereits berücksichtigt.

Die Decke wird als Stahlbetonplatte hergestellt. Die Auflagerung der Decke erfolgt punkt- bzw. linienförmig auf Wänden, Stützen und Balken.

Geometrie und System:

siehe nächste Seiten

Material:	Beton C25/30	Decke mit Unterzug
	Beton C25/30	Balken / Wand
	Betonstahl B500B	(hochduktil)
	nach DIN EN 1992-1-1	

Deckendicke: h = 20 cm und h = 25 cm

Die Bemessung der Unter- und –Überzüge erfolgt im Rahmen der Sofistik-Bemessung mit dem Programm-Modul AQB.

Pos. 01 WT (Wandartiger Träger)
b/h =25/300 cm

Pos. 02 UZ
b/h = 25/100 cm

Pos. 03 OZ/UZ
b/h = 25/200 cm

Pos. 04 UZ
b/h = 25/35 cm

Pos. 05 OZ (Oberzug)
b/h = 25/125 cm

Die Auflagerungen auf Wänden und Stützen werden im FEM-Modell als Federlager (Linienlager bzw. Punktlager) modelliert, um unrealistische Spannungsspitzen an Wandenden und Wandecken zu vermeiden.

Die Federsteifigkeiten werden vereinfacht als Dehnsteifigkeit der jeweiligen Wände bzw. Betonstützen unter Ansatz einer mittleren Geschoßhöhe, der jeweiligen Abmessungen sowie der E-Module.

Federkennwerte

Für die Wandsteifigkeit wird eine mittlere Höhe von 3,30 m angesetzt.

Aufgrund des Sicherheitskonzeptes wird für die Stützen eine geringe Höhe von 1,0 m angesetzt.

Die Federwerte werden programmintern ermittelt.

Die Gruppennummern werden entsprechend der Bewehrungsrichtung und Deckendicke unterteilt:

Gruppennummer: 1 h =20 cm / 2 h = 25 cm

Decke über UG JFE_MAXIM
Querschnitte

Materialien

Mat	Materialbezeichnung
1	C 25/30 (EN 1992)
2	B 500 B (EN 1992)
3	S 355 (EN 1993)

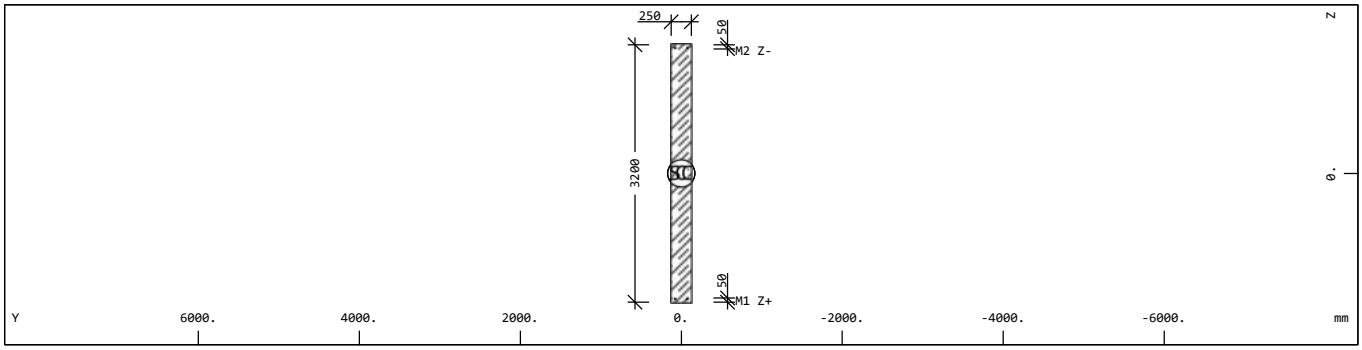
Querschnittswerte Übersicht

QNr	Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]
	MBw	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]
			Ayz[m2]	Iyz[m4]					α[°]
1	1	8.0000E-01	6.667E-01	6.827E-01	0.0	0.0	31476	2000.0	
	2¹	0.000E+00	6.667E-01	4.167E-03	0.0	0.0	13115	(CENTR)	
	= B/H = 250 / 3200 mm								
	= B/H = 250 / 3200 mm								
2	1	2.5000E-01	2.083E-01	2.083E-02	0.0	0.0	31476	625.0	
	2¹	4.388E-03	2.083E-01	1.302E-03	0.0	0.0	13115	(CENTR)	
	= B/H = 250 / 1000 mm								
	= B/H = 250 / 1000 mm								
3	1	5.0000E-01		1.667E-01	0.0	0.0	31476	1250.0	
	2¹	0.000E+00		2.604E-03	0.0	0.0	13115	(CENTR)	
	= B/H = 250 / 2000 mm								
	= B/H = 250 / 2000 mm								
4	1	8.7500E-02		8.932E-04	0.0	0.0	31476	218.8	
	2¹	0.000E+00		4.557E-04	0.0	0.0	13115	(CENTR)	
	= B/H = 250 / 350 mm								
	= B/H = 250 / 350 mm								

¹ Bewehrung ist in den Querschnittswerten nicht berücksichtigt

QNr	Querschnittsnummer	yc[mm],zc[mm]	Ordinate des elastischen Zentrums
Mat	Materialnummer	ysc[mm],zsc[mm]	Ordinate des Schubmittelpunkts
A[m2]	Querschnittsfläche	E[N/mm2]	Elastizitätsmodul
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	Schubverformungsfläche	g[kg/m]	längenbezogene Masse
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	Flächenträgheitsmoment		
I-1[m4],I-2[m4],α[°]	Hauptträgheitsmomente und Winkel der Hauptachsen		
MBw	Bewehrungsmaterialnummer		
It[m4]	Torsionsträgheitsmoment		
G[N/mm2]	Schubmodul		

Querschnitt Nr. 1 - B/H = 250 / 3200 mm



Querschnitt Nr. 1 - B/H = 250 / 3200 mm

Rechteck/Plattenbalken

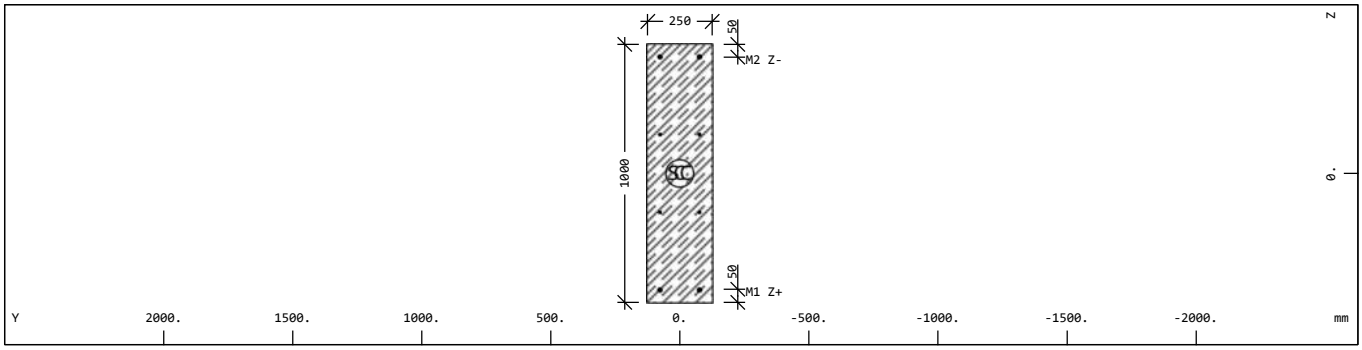
H[mm]	Ho[mm]	Aso[cm2]	Do[mm]	So[mm]	a[mm]	B-eff[mm]
B[mm]	Bo[mm]	Asu[cm2]	Du[mm]	Su[mm]	a-min[mm]	incl[°]
		As-type	Ds[mm]	Ss[mm]	a-max[mm]	Ass[cm2/m2]
3200.0		4.02	16	50.0	150.0	100.0
250.0		4.02	16	50.0	36.0	90.0
		ASYM	10	50.0		8.21

H[mm]	Höhe	B[mm]	Breite
Ho[mm]	obere Höhe des Querschnitts	Bo[mm]	obere Breite des Querschnitts
Aso[cm2],Asu[cm2]	Bewehrungsfläche	a-min[mm]	minimaler Stababstand
Do[mm],Du[mm],Ds[mm]	Stabdurchmesser	incl[°]	Neigung der Bügel
So[mm],Su[mm],Ss[mm]	statischer Randabstand	a-max[mm]	maximaler Stababstand
a[mm]	Stababstand	Ass[cm2/m2]	Bügelbewehrung
B-eff[mm]	effektive Breite		

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Querschnitte

Querschnitt Nr. 2 - B/H = 250 / 1000 mm



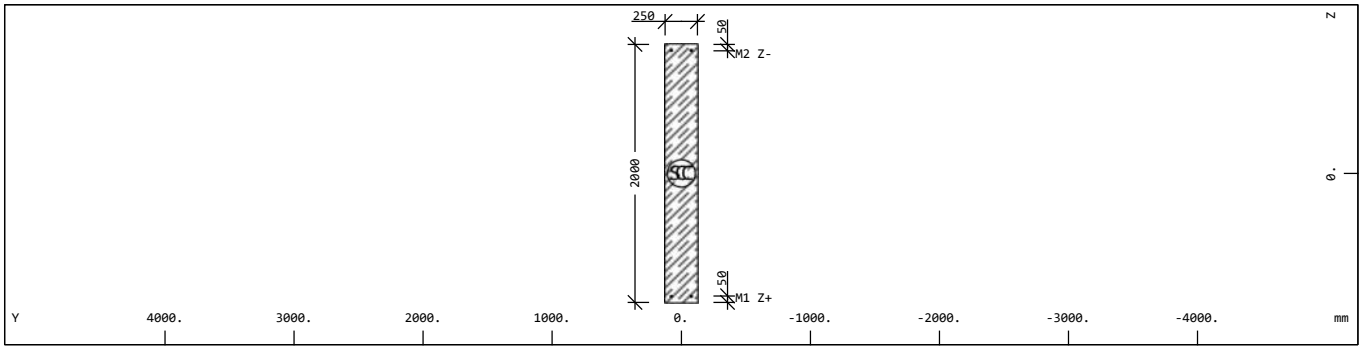
Querschnitt Nr. 2 - B/H = 250 / 1000 mm

Rechteck/Plattenbalken

H[mm]	Ho[mm]	Aso[cm2]	Do[mm]	So[mm]	a[mm]	B-eff[mm]
B[mm]	Bo[mm]	Asu[cm2]	Du[mm]	Su[mm]	a-min[mm]	incl[°]
		As-type	Ds[mm]	Ss[mm]	a-max[mm]	Ass[cm2/m2]
1000.0		4.02	16	50.0	150.0	100.0
250.0		4.02	16	50.0	36.0	90.0
		ASYM	10	50.0	300.0	8.21

H[mm]	Höhe	B[mm]	Breite
Ho[mm]	obere Höhe des Querschnitts	Bo[mm]	obere Breite des Querschnitts
Aso[cm2],Asu[cm2]	Bewehrungsfläche	a-min[mm]	minimaler Stababstand
Do[mm],Du[mm],Ds[mm]	Stabdurchmesser	incl[°]	Neigung der Bügel
So[mm],Su[mm],Ss[mm]	statischer Randabstand	a-max[mm]	maximaler Stababstand
a[mm]	Stababstand	Ass[cm2/m2]	Bügelbewehrung
B-eff[mm]	effektive Breite		

Querschnitt Nr. 3 - B/H = 250 / 2000 mm



Querschnitt Nr. 3 - B/H = 250 / 2000 mm

Rechteck/Plattenbalken

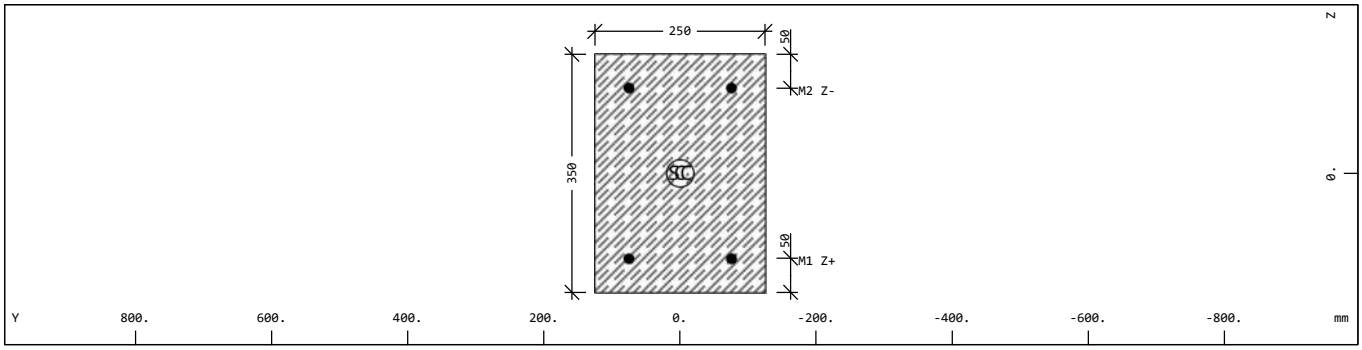
H[mm]	Ho[mm]	Aso[cm2]	Do[mm]	So[mm]	a[mm]	B-eff[mm]
B[mm]	Bo[mm]	Asu[cm2]	Du[mm]	Su[mm]	a-min[mm]	incl[°]
		As-type	Ds[mm]	Ss[mm]	a-max[mm]	Ass[cm2/m2]
2000.0		4.02	16	50.0	150.0	100.0
250.0		4.02	16	50.0	36.0	90.0
		ASYM	10	50.0		8.21

H[mm]	Höhe	B[mm]	Breite
Ho[mm]	obere Höhe des Querschnitts	Bo[mm]	obere Breite des Querschnitts
Aso[cm2],Asu[cm2]	Bewehrungsfläche	a-min[mm]	minimaler Stababstand
Do[mm],Du[mm],Ds[mm]	Stabdurchmesser	incl[°]	Neigung der Bügel
So[mm],Su[mm],Ss[mm]	statischer Randabstand	a-max[mm]	maximaler Stababstand
a[mm]	Stababstand	Ass[cm2/m2]	Bügelbewehrung
B-eff[mm]	effektive Breite		

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Querschnitte

Querschnitt Nr. 4 - B/H = 250 / 350 mm



Querschnitt Nr. 4 - B/H = 250 / 350 mm

Rechteck/Plattenbalken

H[mm]	Ho[mm]	Aso[cm2]	Do[mm]	So[mm]	a[mm]	B-eff[mm]
B[mm]	Bo[mm]	Asu[cm2]	Du[mm]	Su[mm]	a-min[mm]	incl[°]
		As-type	Ds[mm]	Ss[mm]	a-max[mm]	Ass[cm2/m2]
350.0		3.08	14	50.0	150.0	72.9
250.0		3.08	14	50.0	34.0	90.0
		ASYM	10	50.0		8.21

H[mm]	Höhe	B[mm]	Breite
Ho[mm]	obere Höhe des Querschnitts	Bo[mm]	obere Breite des Querschnitts
Aso[cm2],Asu[cm2]	Bewehrungsfläche	a-min[mm]	minimaler Stababstand
Do[mm],Du[mm],Ds[mm]	Stabdurchmesser	incl[°]	Neigung der Bügel
So[mm],Su[mm],Ss[mm]	statischer Randabstand	a-max[mm]	maximaler Stababstand
a[mm]	Stababstand	Ass[cm2/m2]	Bügelbewehrung
B-eff[mm]	effektive Breite		

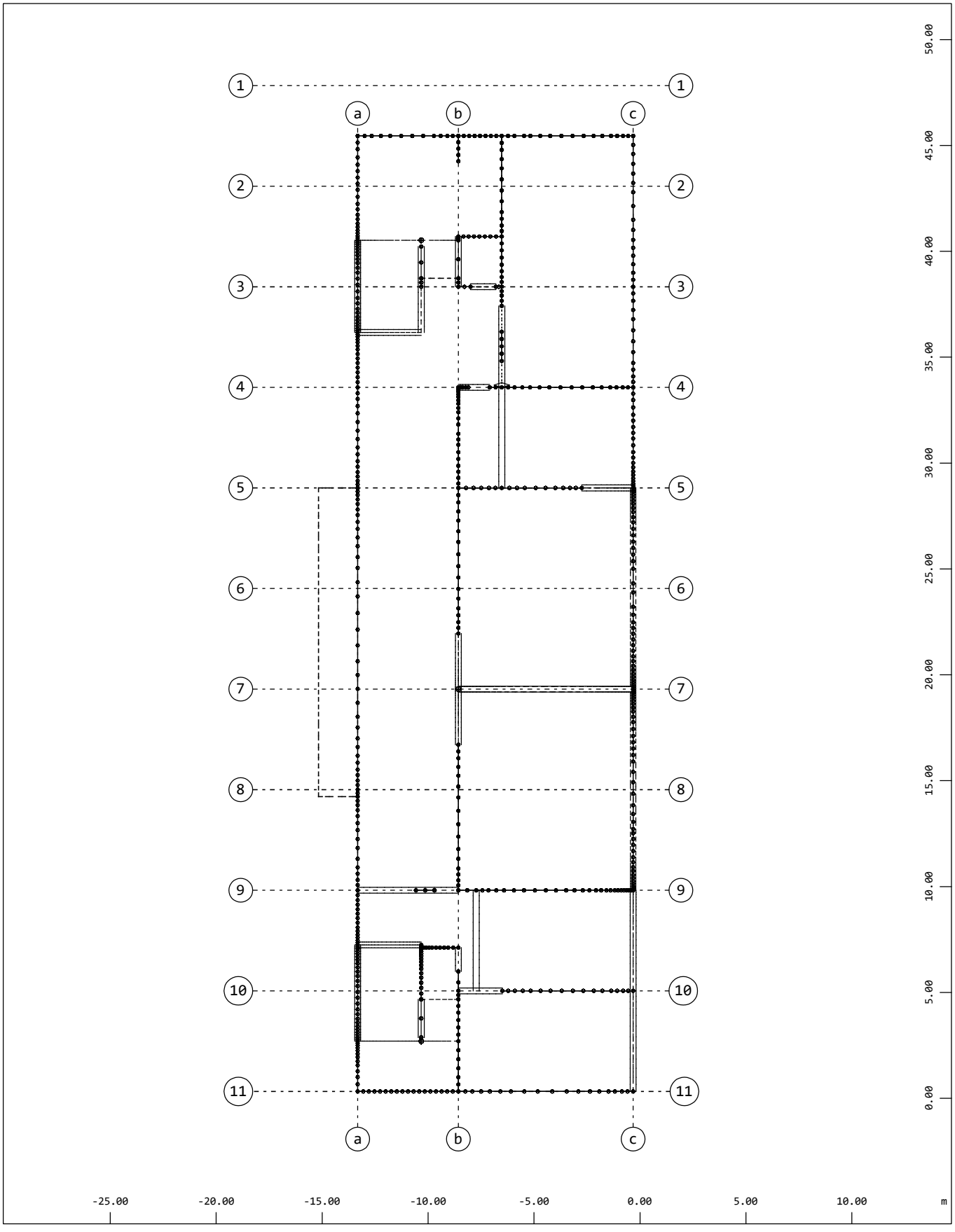
Bewehrungsabstufung

Rang	Mref	Mat	As [cm2]	As-min [cm2]	As-max [cm2]	D [mm]	yr [mm]	zr [mm]	L-tors [mm]	N-p [kN]	My-p [kNm]	Mz-p [kNm]
M1 Z+	1	2	3.08	3.08		14	0.0	125.0				
M2 Z-	1	2	3.08	3.08		14	0.0	-125.0				

Rang	Bewehrungsrang	D	Stabdurchmesser
Mref	umgebendes Referenzmaterial	yr,zr	Ordinate des elastischen Zentrums
Mat	Materialnummer	L-tors	torsionswirksame Länge
As	Bewehrungsfläche	N-p	Vorspannungsnormalkraft
As-min	minimale Bewehrungsfläche	My-p,Mz-p	Vorspannungsbiegemoment
As-max	maximale Bewehrungsfläche		

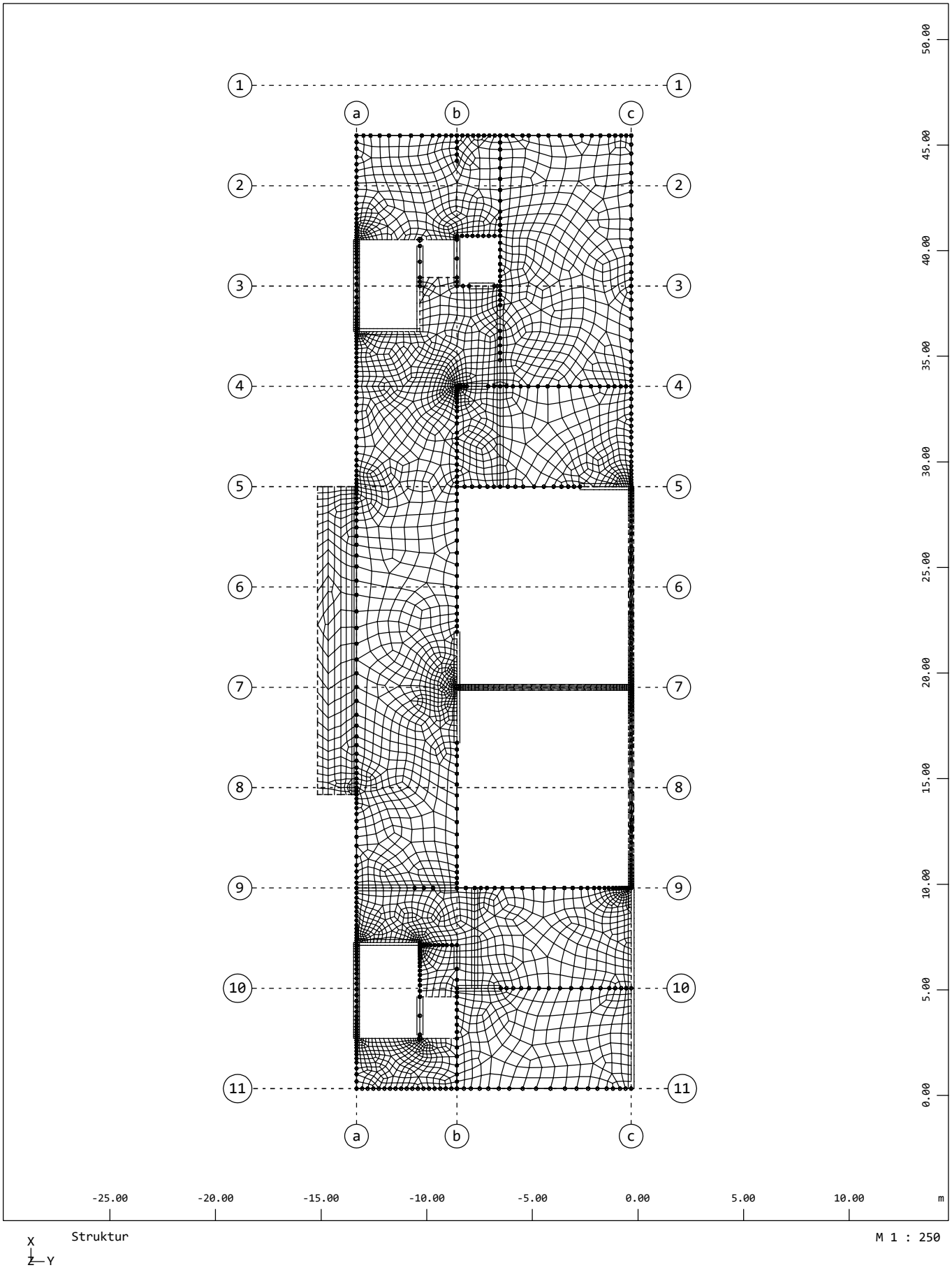
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Geometrie und System



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Geometrie und System

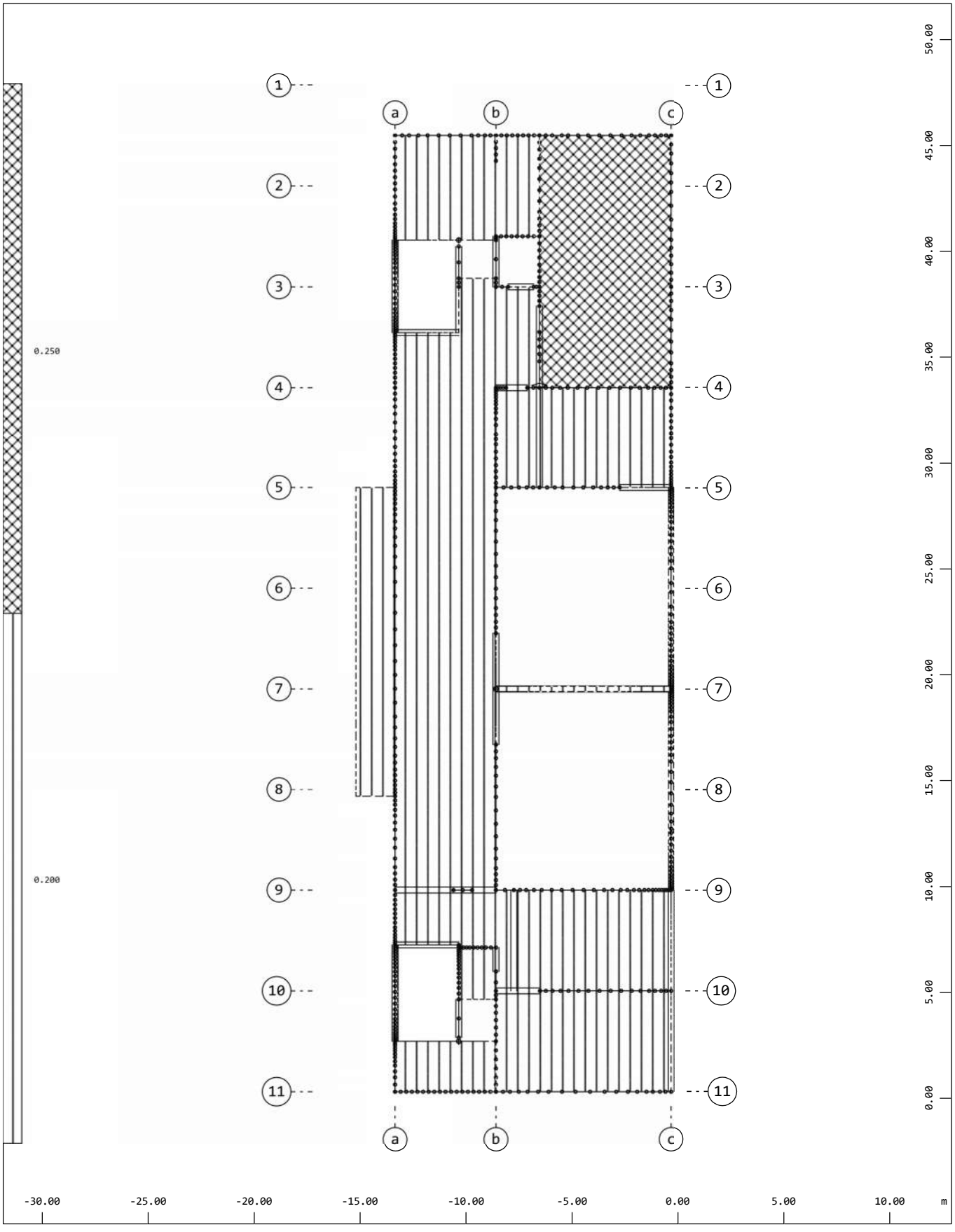


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Struktur

M 1 : 250

Decke über UG JFE_MAXIM
Geometrie und System



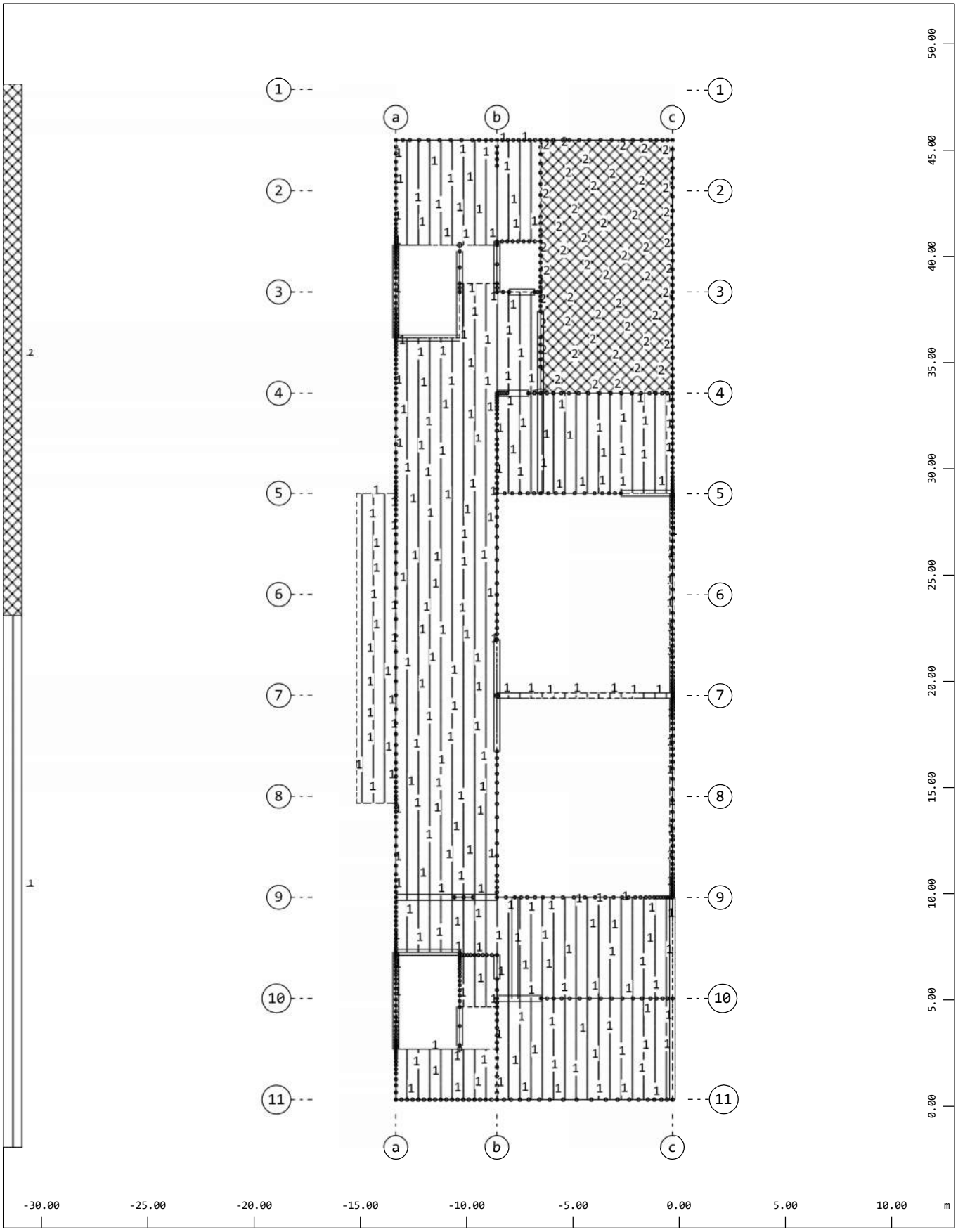
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Mittlere QUAD-Elementdicke in m, Werte über 10.0 (Max=0.250)

M 1 : 250

X
Z Y

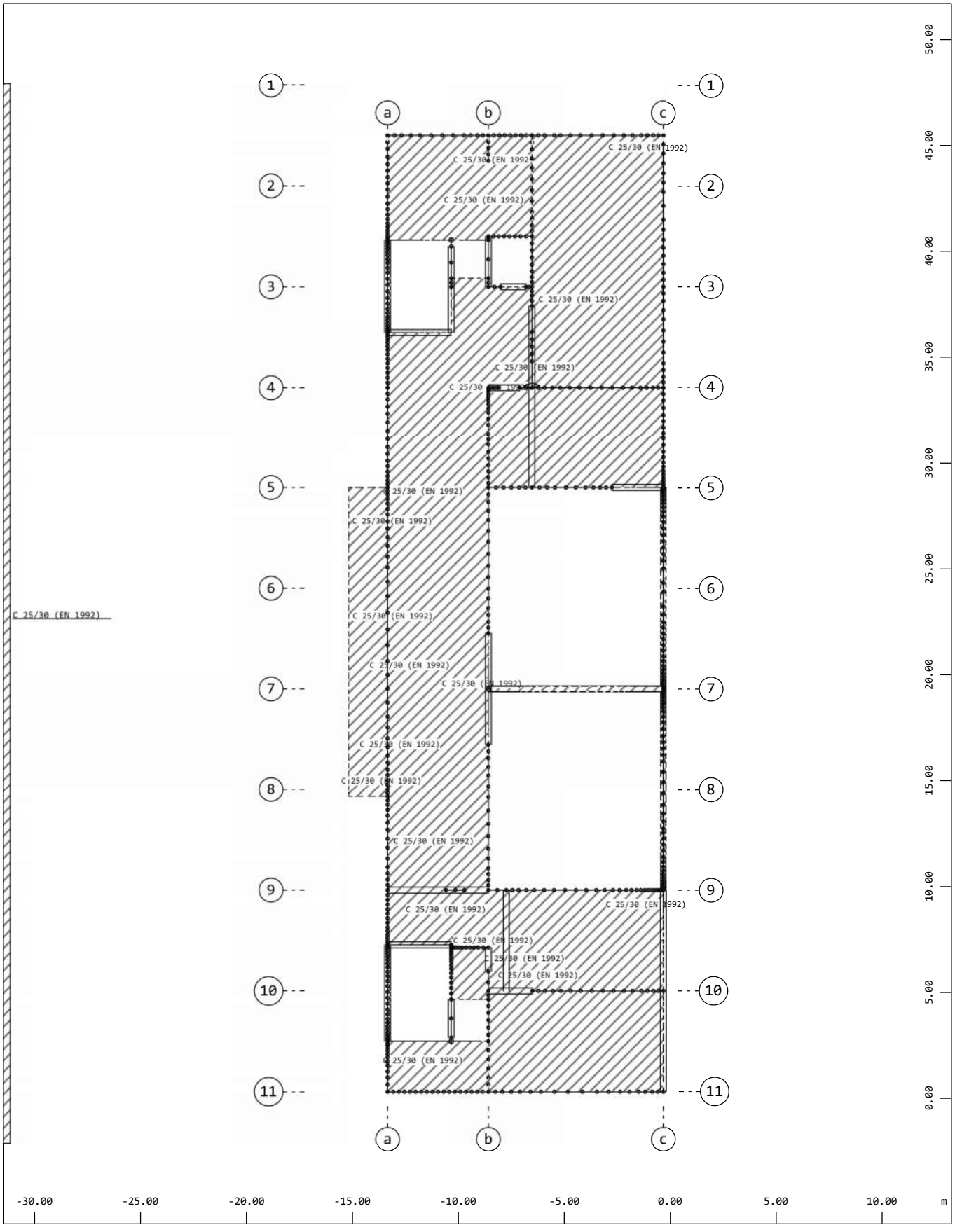
Decke über UG JFE_MAXIM
Geometrie und System



Flächenelemente , Gruppennummern (Max=2)

M 1 : 250

Decke über UG JFE_MAXIM
Geometrie und System

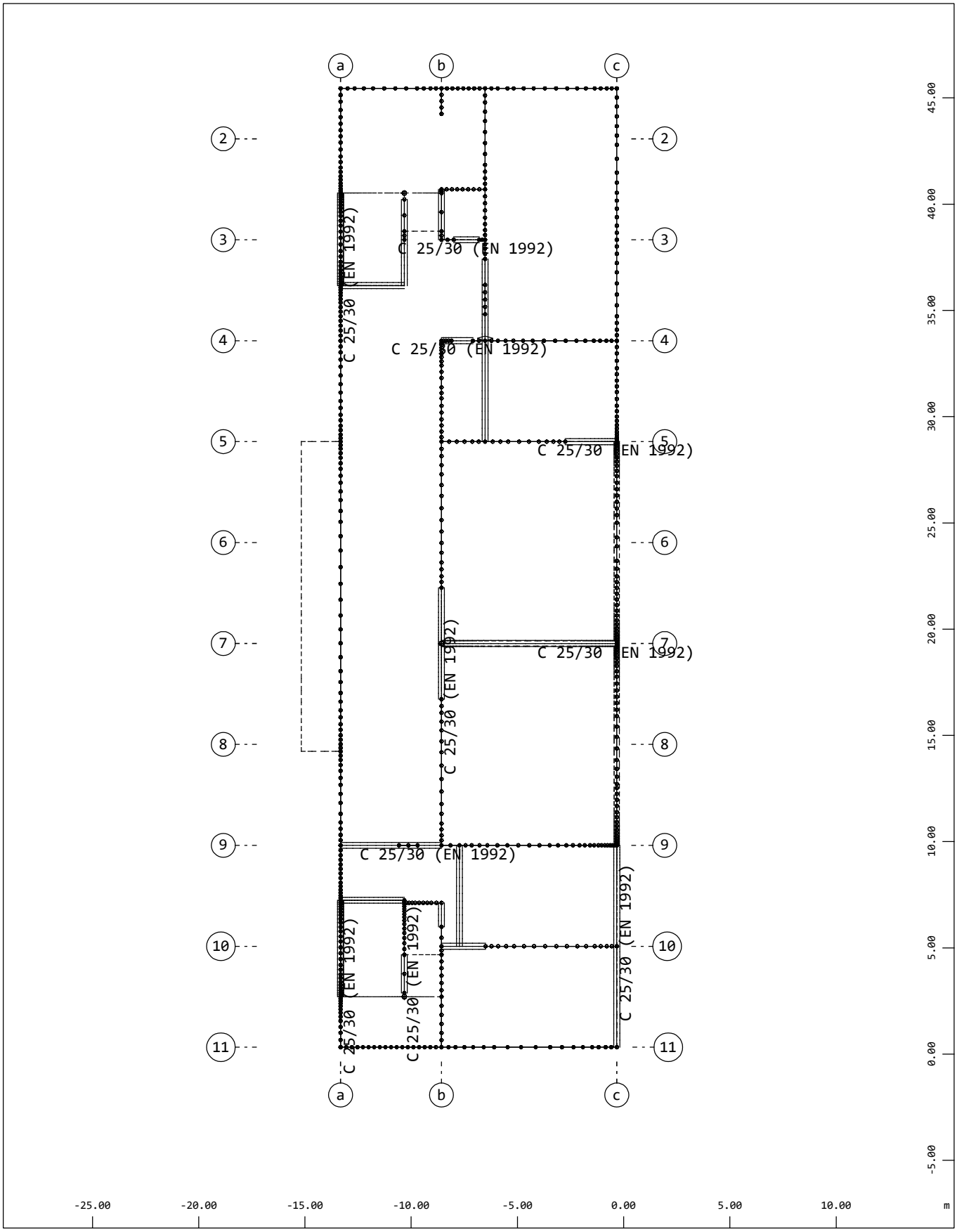


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Flächenelemente , Materialbezeichnungen

M 1 : 250

Decke über UG JFE_MAXIM
Geometrie und System



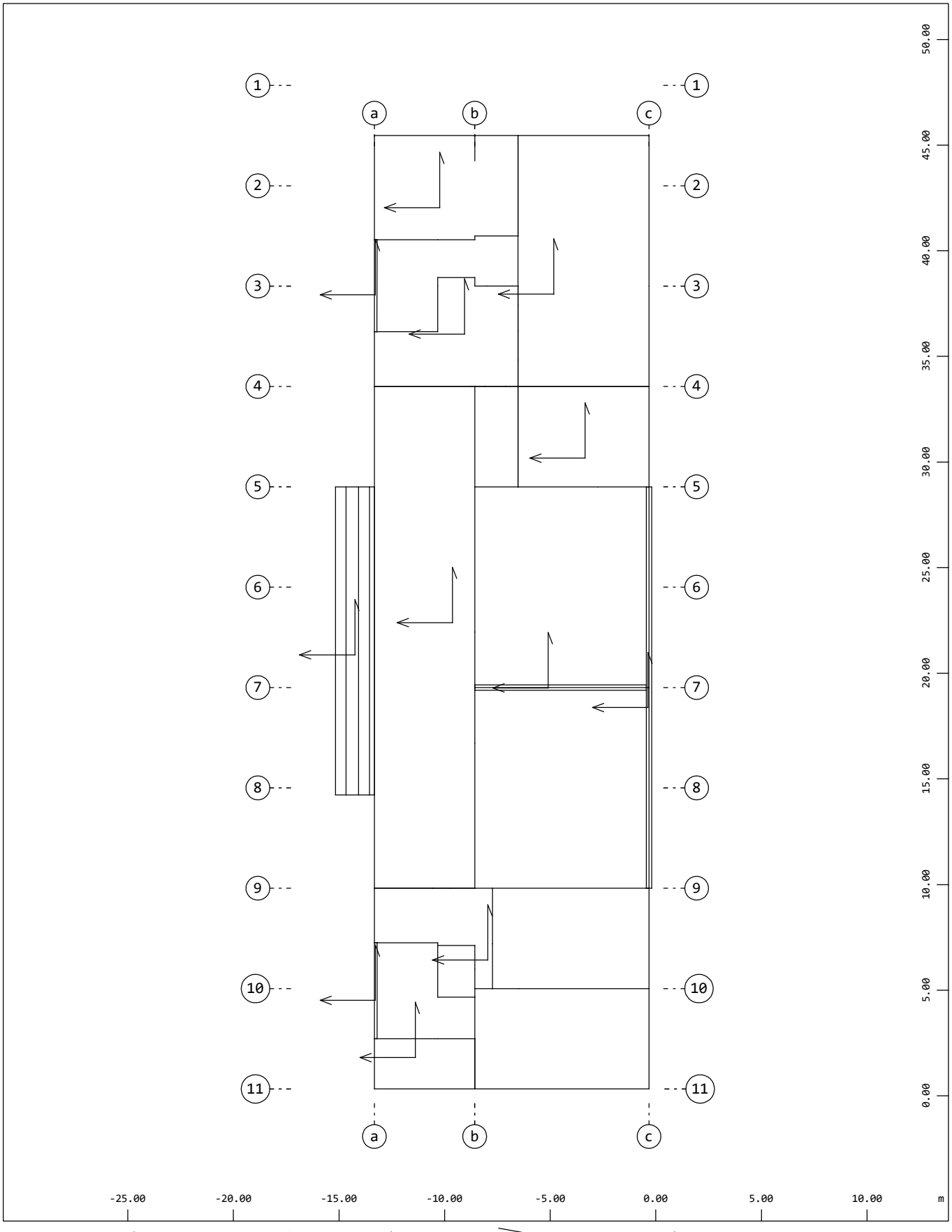
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Stabelemente , Materialbezeichnungen

M 1 : 250

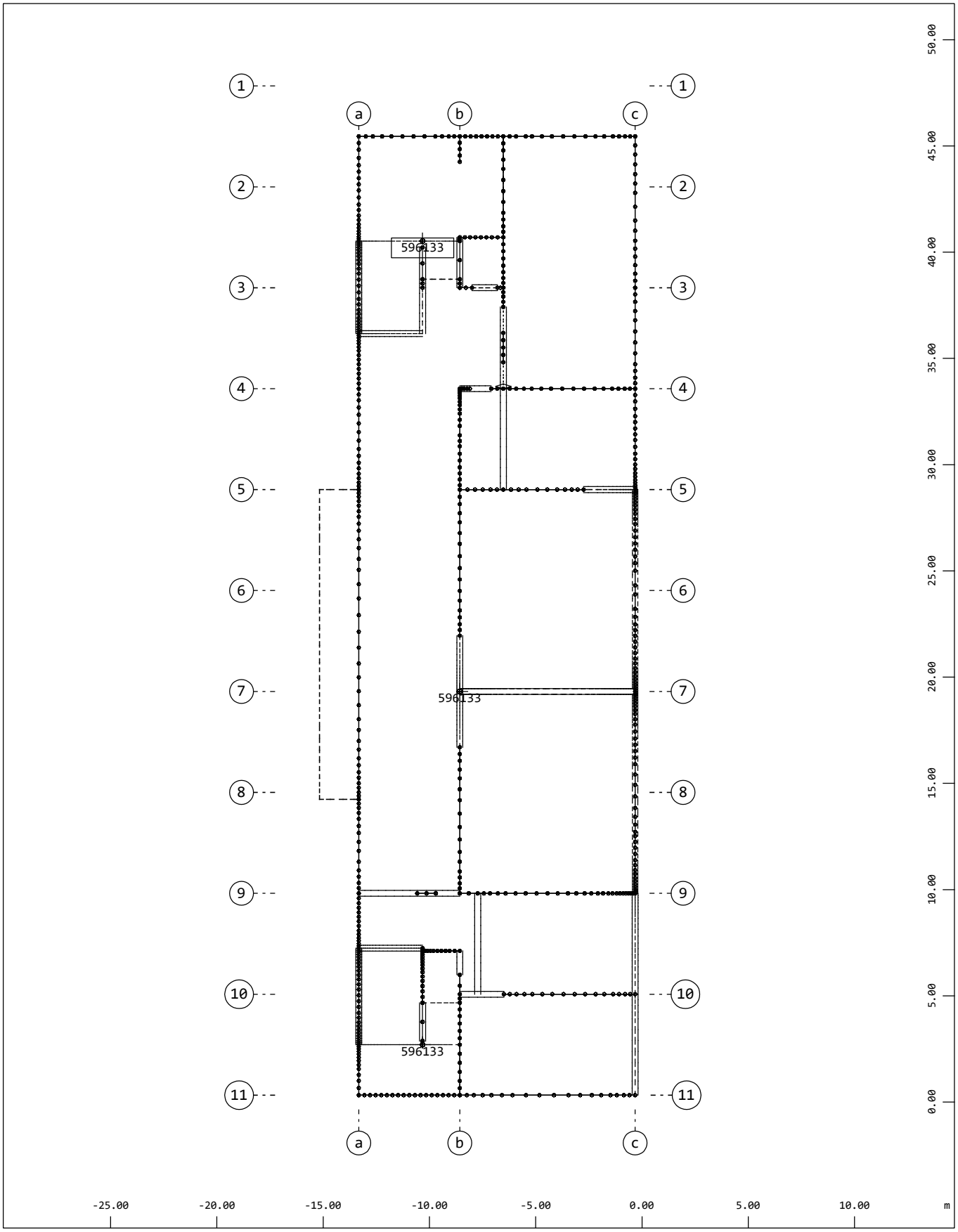
X
Z Y

Decke über UG JFE_MAXIM
Geometrie und System



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Geometrie und System

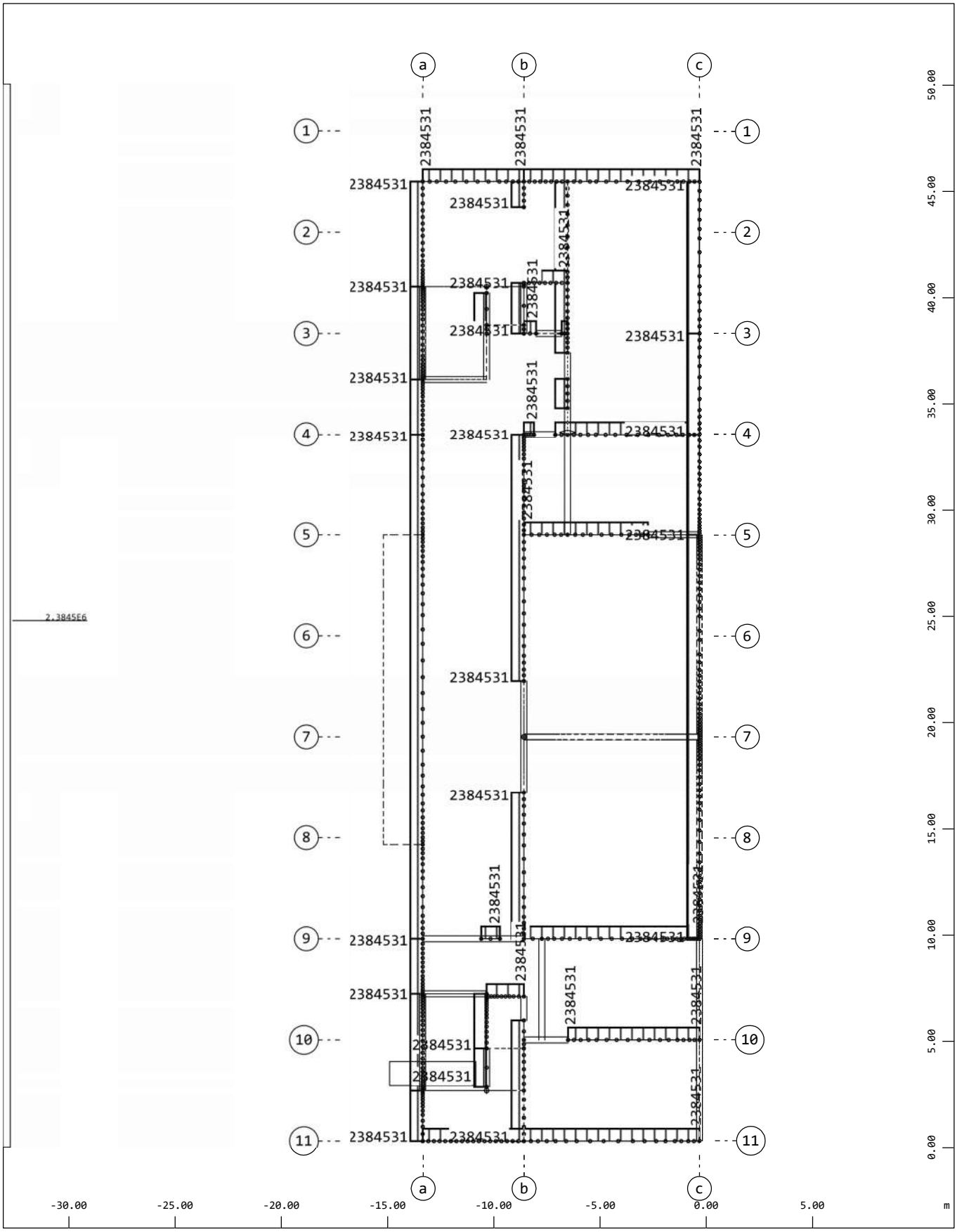


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Federkonstante in kN/m (Max= 5.9613e+05)

M 1 : 250

Decke über UG JFE_MAXIM
Geometrie und System



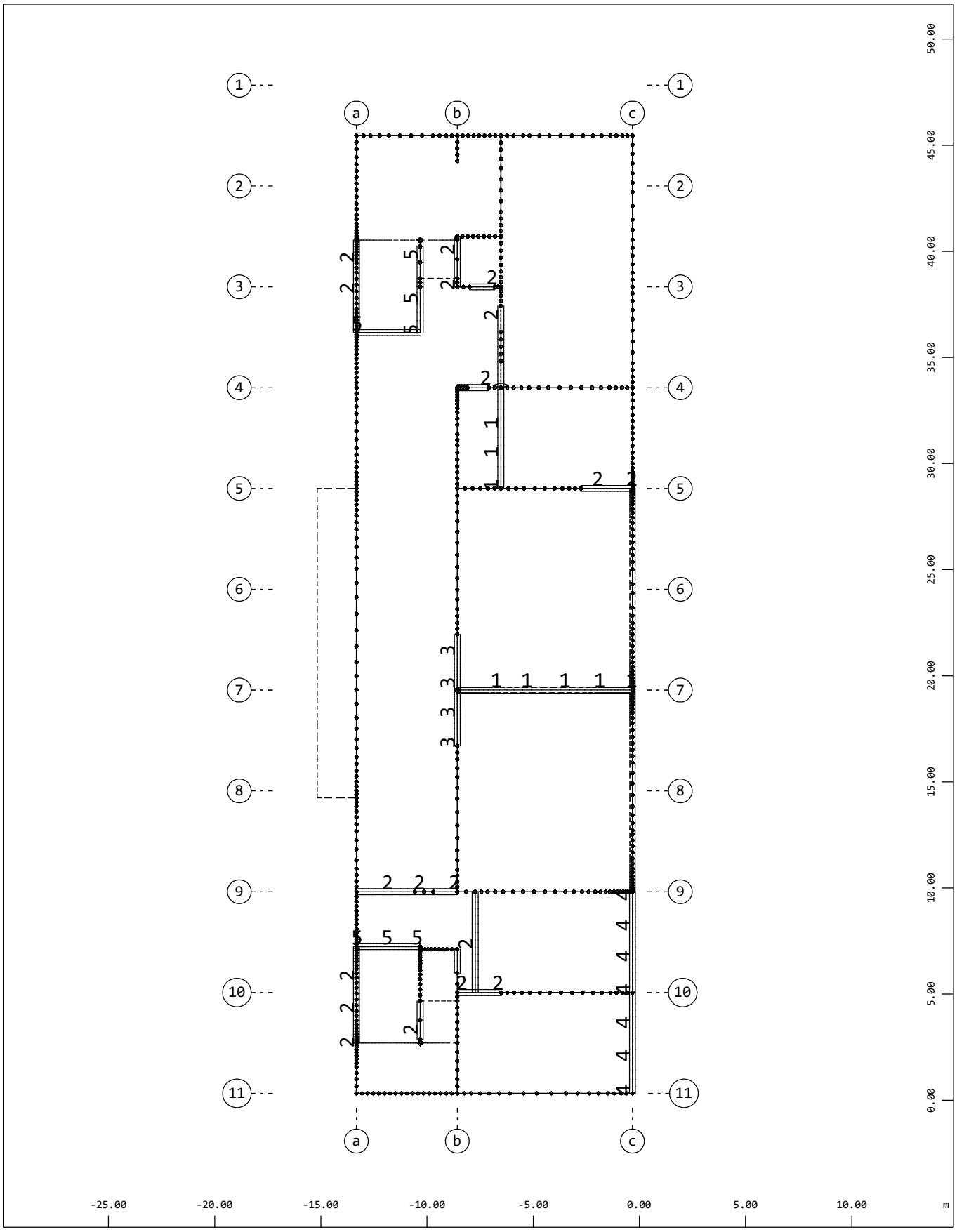
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Randbettung in global Z, 1 cm im Raum = 1.0297e+07 kN/m2 (Max= 2.3845e+06)

M 1 : 250

X
Z Y

Decke über UG JFE_MAXIM



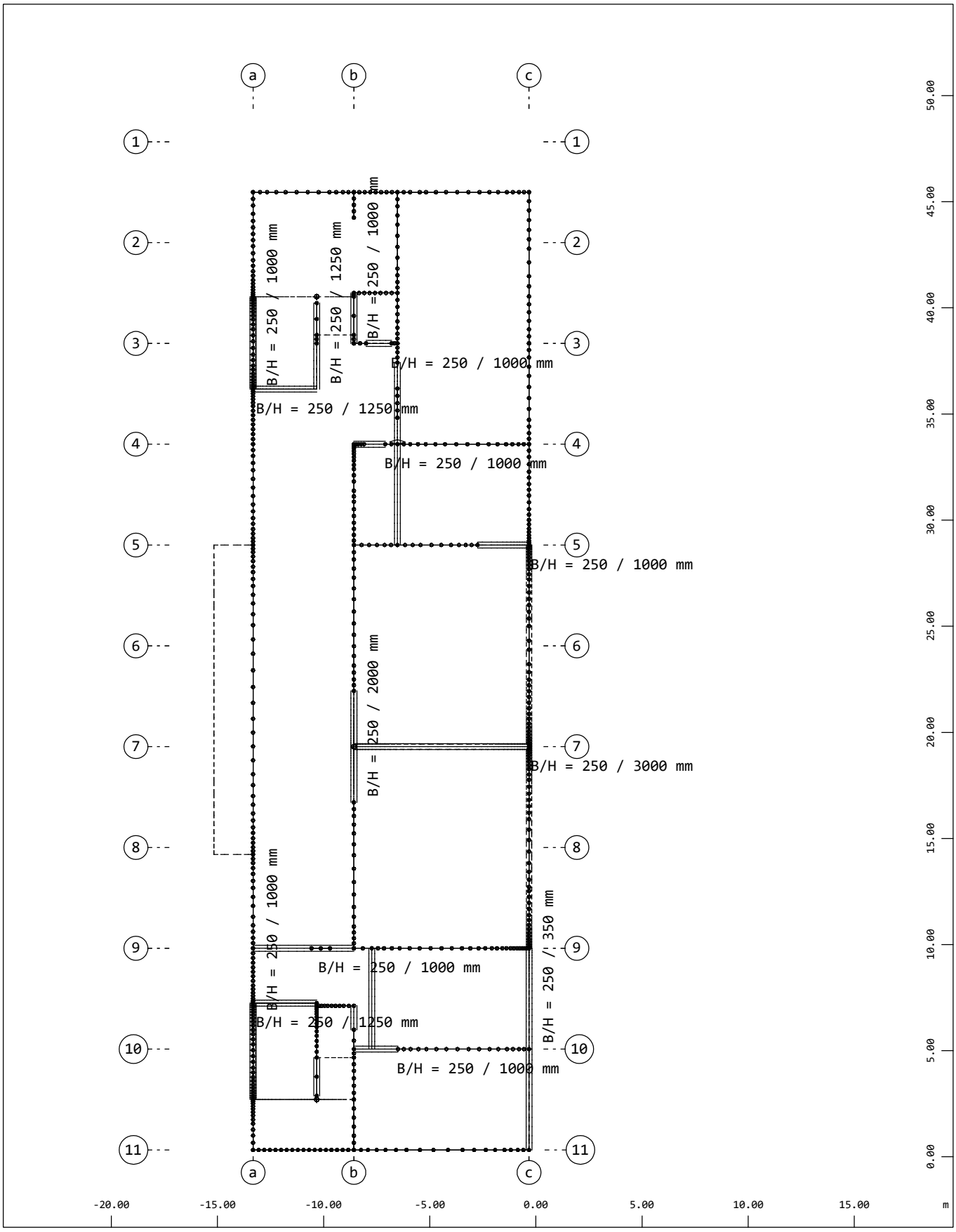
Stabelemente , Querschnittsnummern (Max=5)

M 1 : 250

X
Z Y

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM



Stabelemente , Querschnittsbezeichnungen

M 1 : 250

X
Z Y

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Einwirkungen:

Im Folgenden wird lediglich eine Zusammenstellung der Lasten vorgenommen. Für Details siehe Kap. 2 „Lastannahmen“ und Pos. 4 „Vertikaler Lasabtrag“.

Ständige Einwirkungen

LF10:	Eigengewicht der Decke 20 cm	**g_1 = 5,00 kN/m²**
	Eigengewicht der Decke 25 cm	**g_1 = 6,250 kN/m²**
	Das Eigengewicht der Decke einschließlich der Unterzüge wird programmintern ermittelt.	
LF11	Ausbaulast:	**g_2 = 2,50 kN/m²**
LF11	Treppe gemäß Kap. 4.2	g_2 **= 21,2 kN/m**
		g_3 **= 9,3 kN/m**
LF12	Außenwände gemäß Kap. 4.2:	**g_1 = 5,30 kN/m**
		g_2 **= 1,6 kN/m**
		g_3 = 12,1 kN/m
		g_4 **= 2,40 kN/m**
		g_5 = 30,0 kN/m

Die Eigenlasten der Balken werden programmintern ermittelt.

LF13	Innenwände gemäß Kap. 4.2:	g_1 **= 6,90 kN/m**
		g_2 **= 21,0 kN/m**
		g_3 **= 0,50 kN/m**
		g_4 **= 1,20 kN/m**
		g_5 **= 1,90 kN/m**
		g_6 **= 21,0 kN/m**

Veränderliche Einwirkungen

LF21 bis 29	Nutzlast:	q_1 = 5,00 kN/m²
	Installationslasten	q_2 = 1,00 kN/m²
	Unterhangdecken inklusive Installation	

Diese Verkehrslasten werden zu einer resultierenden Flächenlast zusammengefasst.

q_{1+2} = 6,00 kN/m²

LF30	Treppe gemäß Kap. 4.2	q_2 **= 11,9 kN/m**
		q_3 **= 5,30 kN/m**

Zusätzliche Lastfallkombinationen:

LF 100: G Ebenensumme (ständige Lasten)

LF 200: Q Ebenensumme (veränderliche Lasten)

Summe aus Obergeschoß plus der betrachteten Ebene

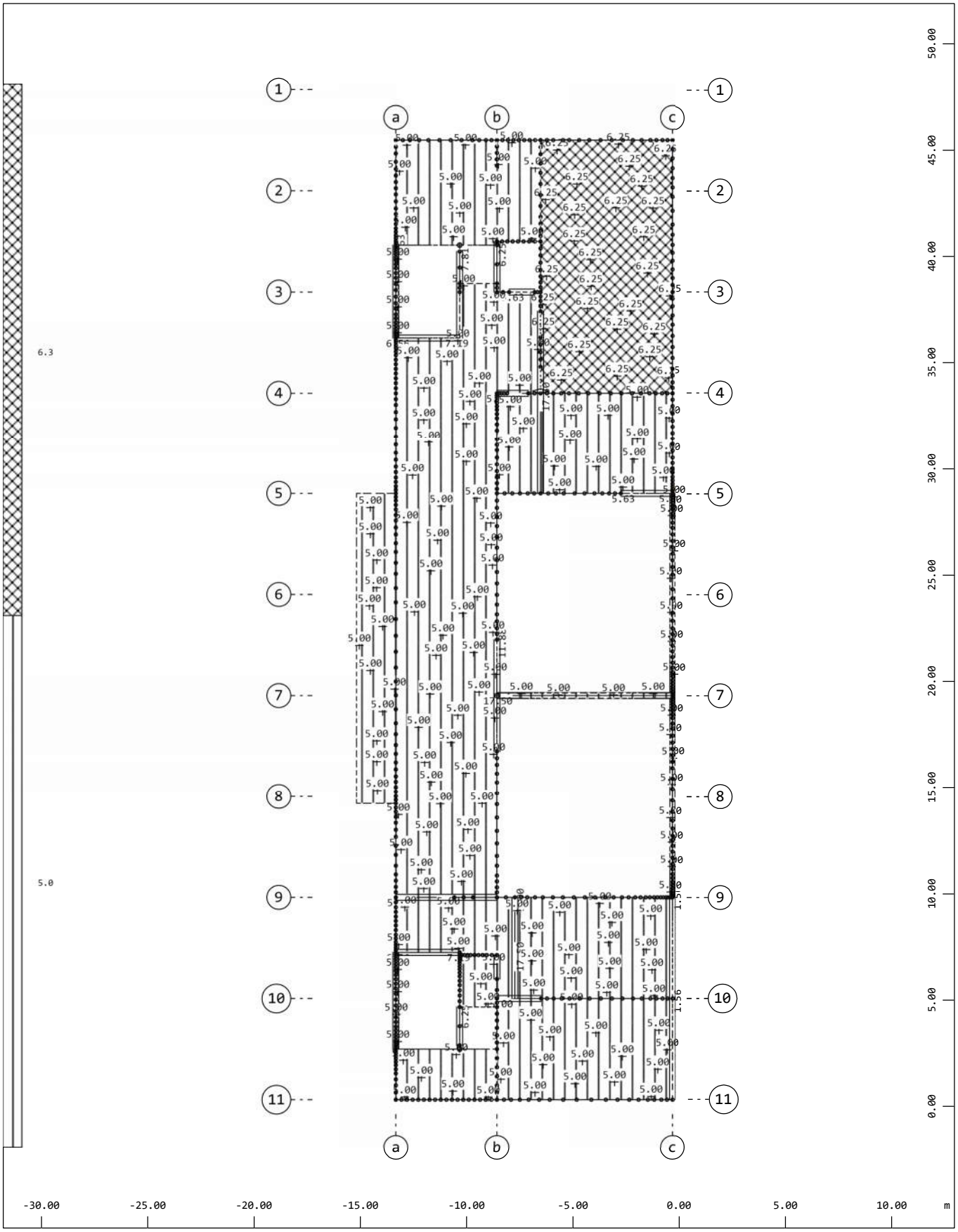
LF 1001: LF 100 + 101	Weiterleitung der Auflagerlasten Export LF 101
LF 2001: LF 200 + 201	Weiterleitung der Auflagerlasten Export LF 201

Ausgabe aus SOiSTiK

Summe der Auflagerkräfte und Lasten

Lastfall	Σ(Reaktionen) X[kN]	Σ(Reaktionen) Y[kN]	Σ(Reaktionen) Z[kN]	Bezeichnung
	Σ(Lasten)			
10	0.0	0.0	-2814.9	Eigengewicht
	0.0	0.0	2814.8	
11	0.0	0.0	-1241.5	Ausbaulasten
	0.0	0.0	1241.5	
12	0.0	0.0	-1321.7	Außenwände
	0.0	0.0	1321.7	
13	0.0	0.0	-1478.6	Innenwände
	0.0	0.0	1478.6	
21	0.0	0.0	-427.9	Nutzlast und Install
	0.0	0.0	427.9	
22	0.0	0.0	-251.6	Nutzlast und Install
	0.0	0.0	251.6	
23	0.0	0.0	-411.8	Nutzlast und Install
	0.0	0.0	411.8	
24	0.0	0.0	-500.2	Nutzlast und Install
	0.0	0.0	500.2	
25	0.0	0.0	-541.5	Nutzlast und Install
	0.0	0.0	541.5	
26	0.0	0.0	-135.4	Nutzlast und Install
	0.0	0.0	135.4	
27	0.0	0.0	-100.8	Nutzlast und Install
	0.0	0.0	100.8	
28	0.0	0.0	-58.4	Nutzlast und Install
	0.0	0.0	58.4	
29	0.0	0.0	-58.4	Nutzlast und Install
	0.0	0.0	58.4	
30	0.0	0.0	-110.4	Q_Treppen
	0.0	0.0	110.4	
100	0.0	0.0	-6856.7	LF10 + LF11 + LF12 + LF13
	0.0	0.0	6856.7	
101	0.0	0.0	-8602.8	G_EG_Dach_Import
	0.0	0.0	8602.8	
200	0.0	0.0	-2596.4	Nutzlast Q LF21 bis LF30
	0.0	0.0	2596.4	
201	0.0	0.0	-4831.3	Q_EG_Dach_Import
	0.0	0.0	4831.3	
1001	0.0	0.0	-15459.5	G Gesamtsumme
	0.0	0.0	15459.5	
2001	0.0	0.0	-7427.7	Q Gesamtsumme
	0.0	0.0	7427.7	

Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen



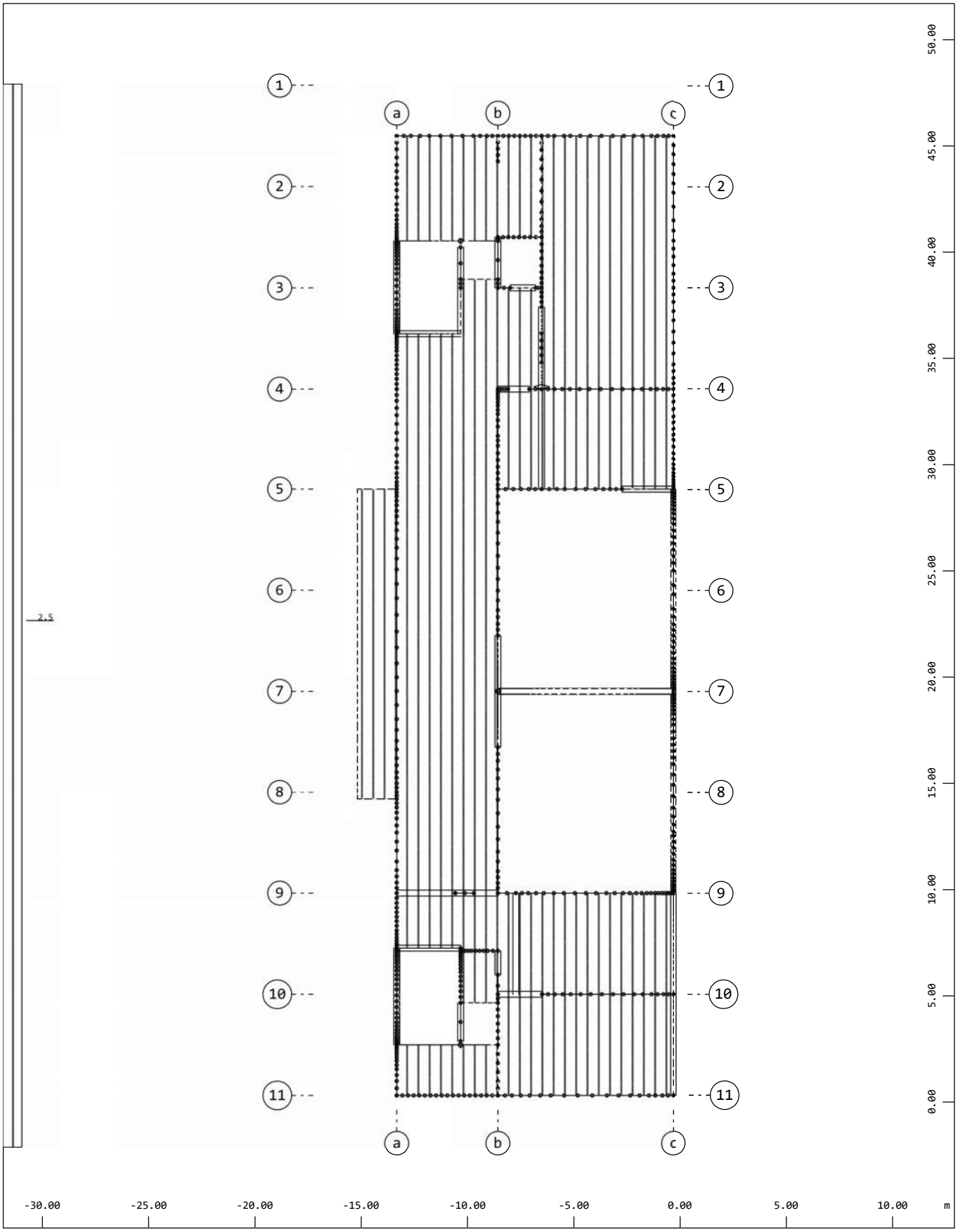
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

X
Z Y

Eigengewicht in globale Richtungen ⬡, Lastfall 10 Eigengewicht ,
QUAD-Flächeneigengewicht in global Z im Element(Max=6.25kN/m2), Stabeigengewicht in global Z(Max=17.5kN/m)

M 1 : 250

Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen



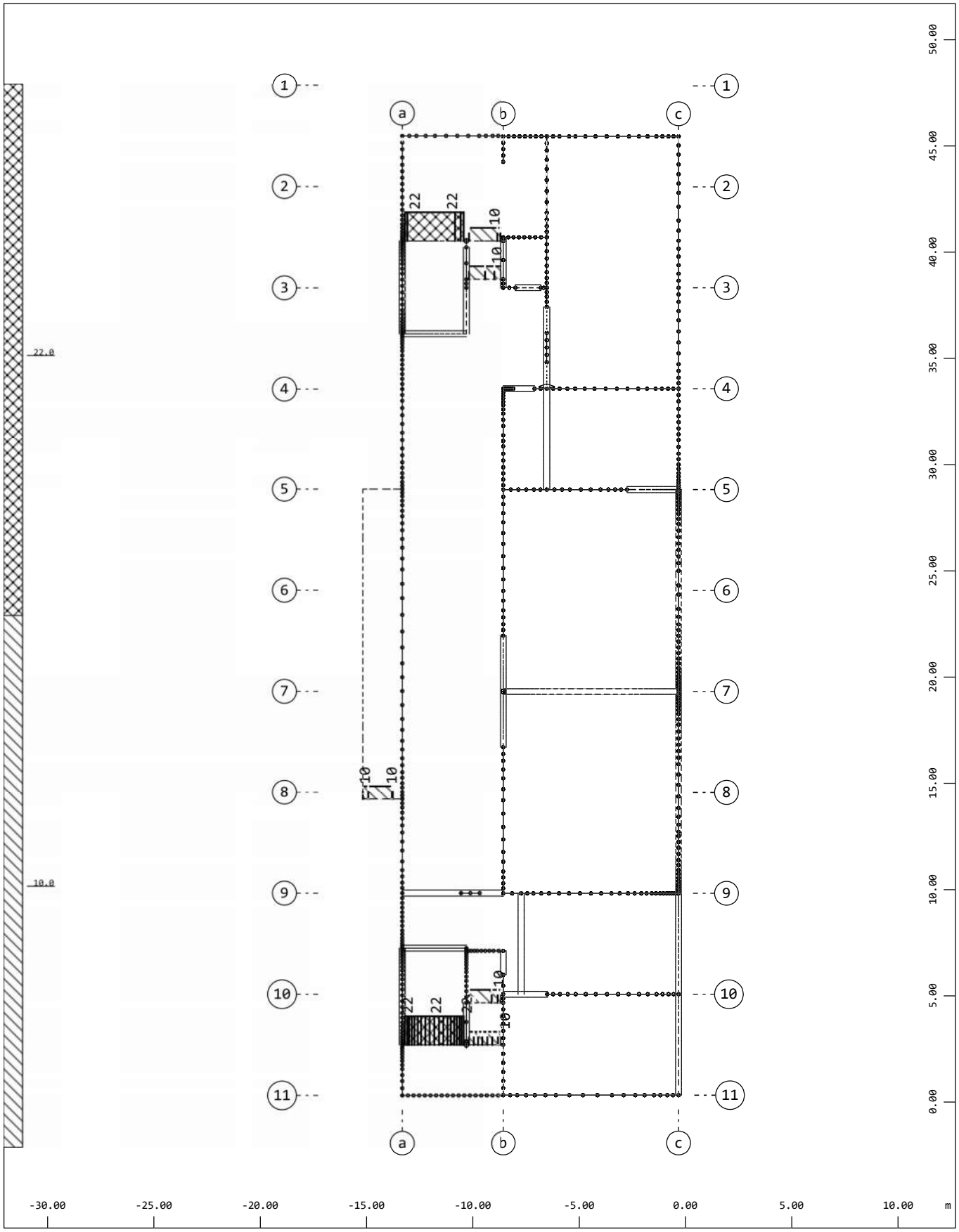
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

X
Z Y

Alle Lasten, Lastfall 11 Ausbaulasten , (1 cm im Raum = Unit) Flächenelementlast (Kraft) Vektor (Unit=-1.00 kN/m2,Max=2.50), Freie Linienlast (Kraft) in global Z(Max=22.0kN/m)

M 1 : 250

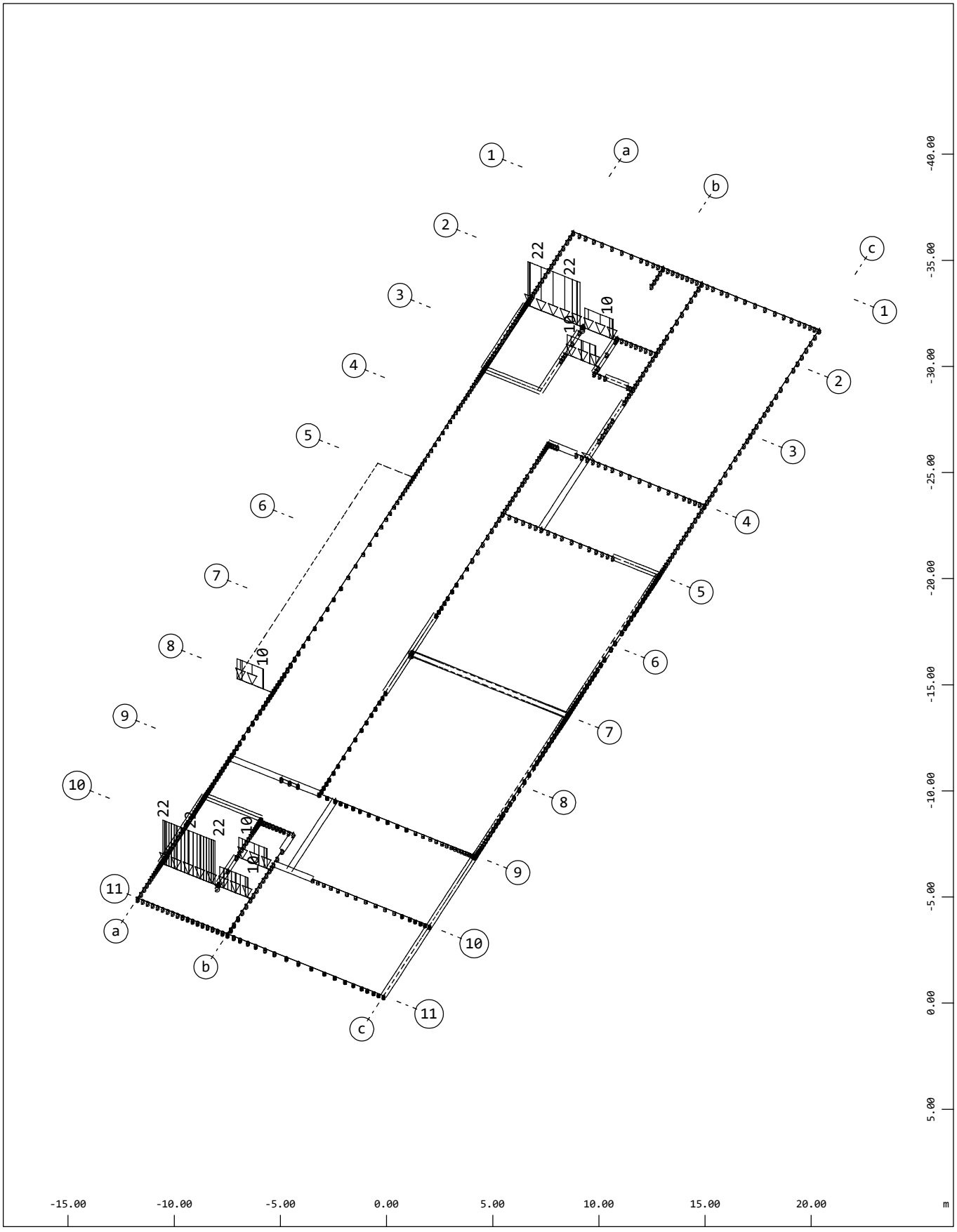
Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen



X
Z Y
Freie Linienlast (Kraft), Lastfall 11 Ausbaulasten , (1 cm im Raum = Unit) in global Z
(Unit=40.9 kN/m) (Max=22.0)
M 1 : 250

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen

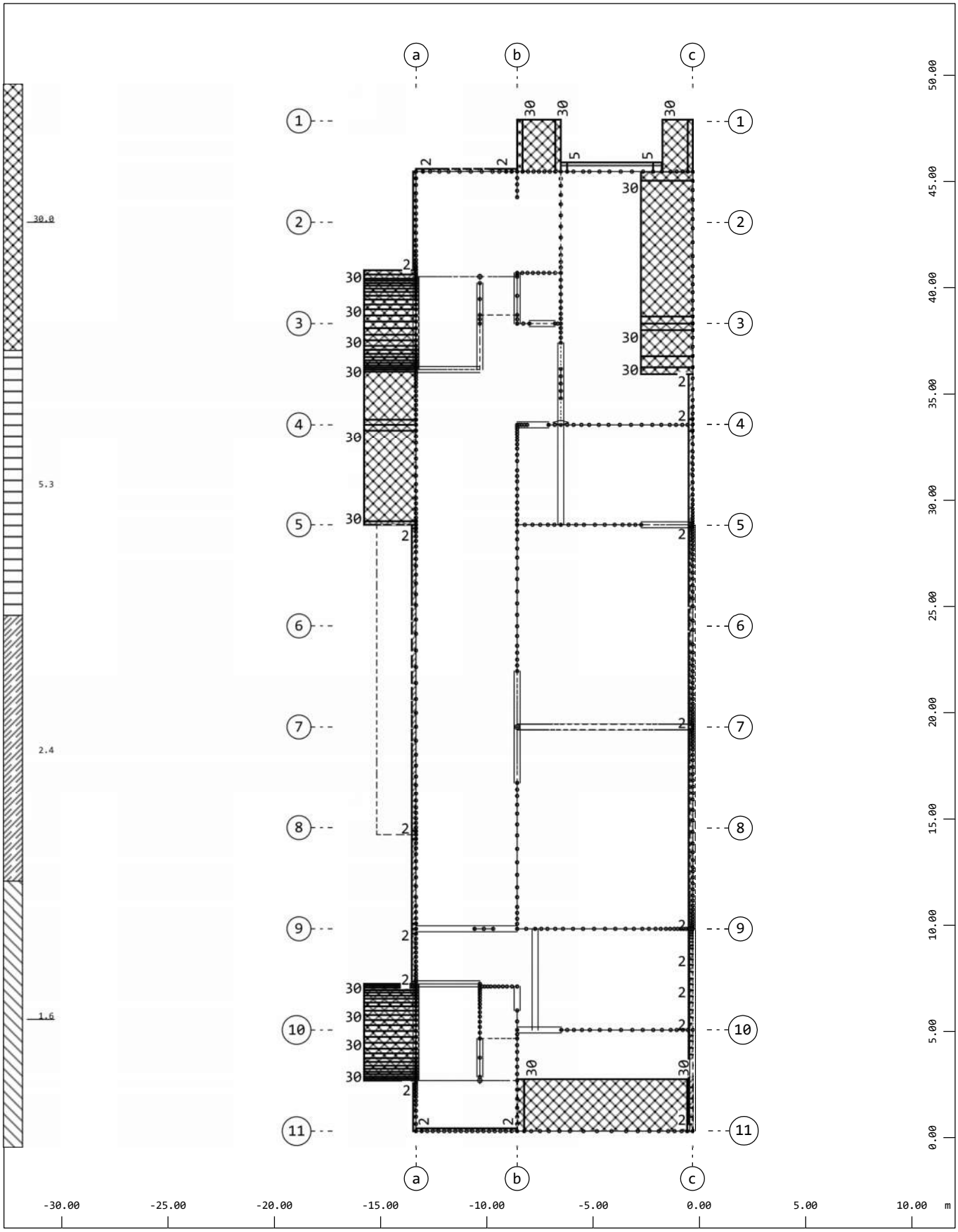


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Freie Linienlast (Kraft) in global Z, Lastfall 11 Ausbaulasten , 1 cm im Raum = 16.7
kN/m (Max=22.0)

M 1 : 250
X * 0.831
Y * 0.959
Z * 0.625

Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen

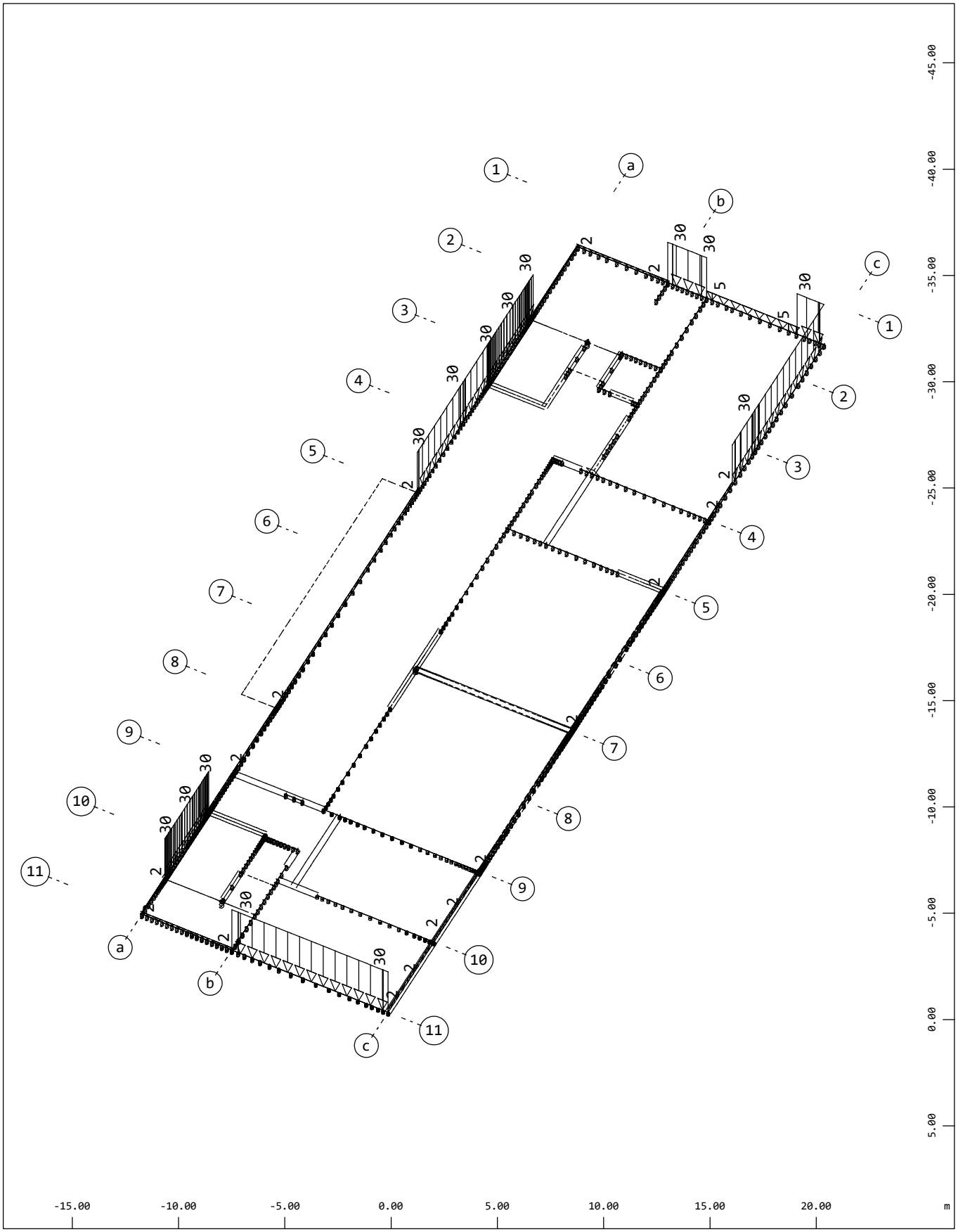


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Freie Linienlast (Kraft), Lastfall 12 Außenwände , (1 cm im Raum = Unit) in global Z
(Unit=30.8 kN/m) (Max=30.0)

M 1 : 250

Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen

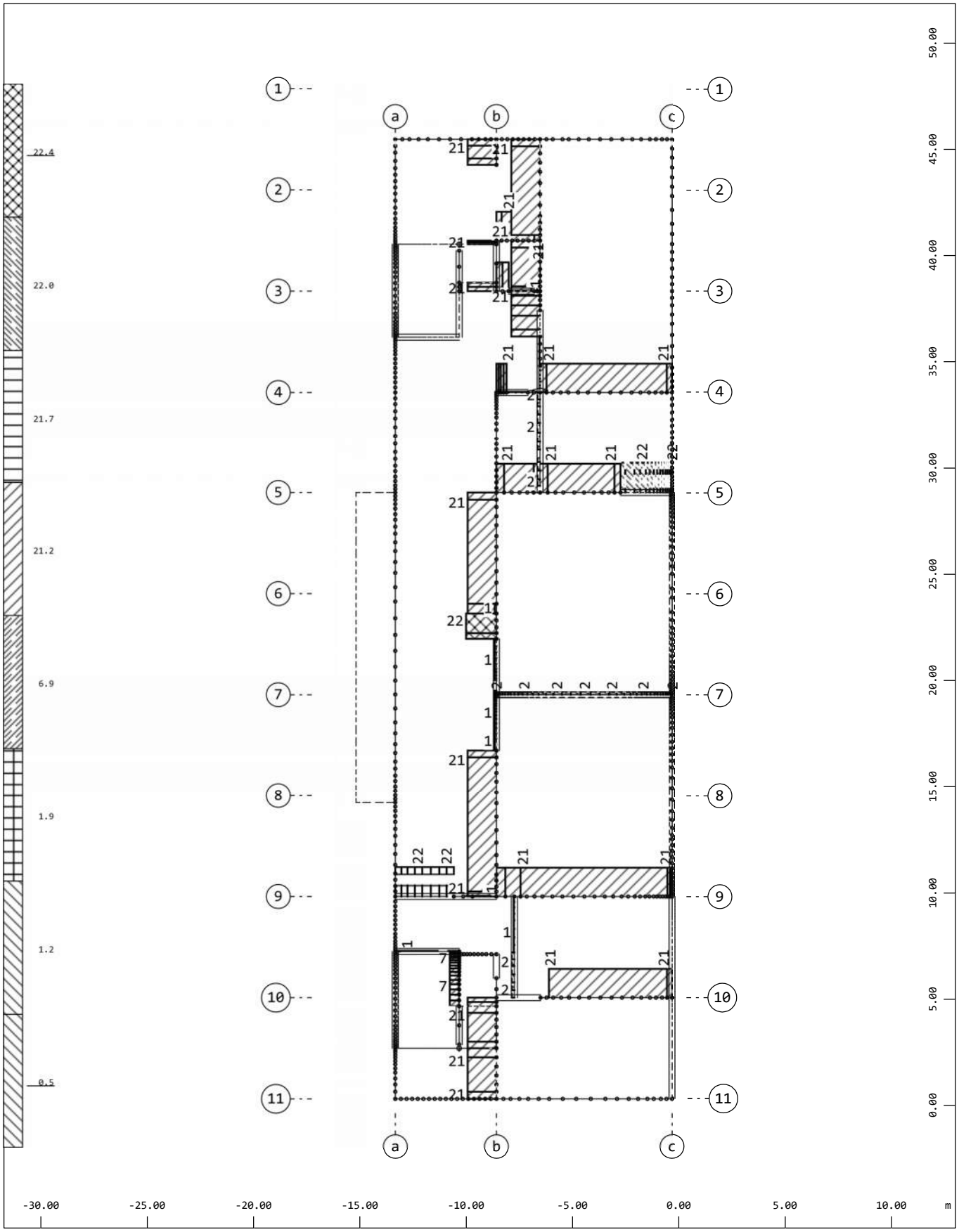


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Freie Linienlast (Kraft) in global Z, Lastfall 12 Außenwände , 1 cm im Raum = 24.7
kN/m (Max=30.0)

M 1 : 250
X * 0.831
Y * 0.959
Z * 0.625

Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen

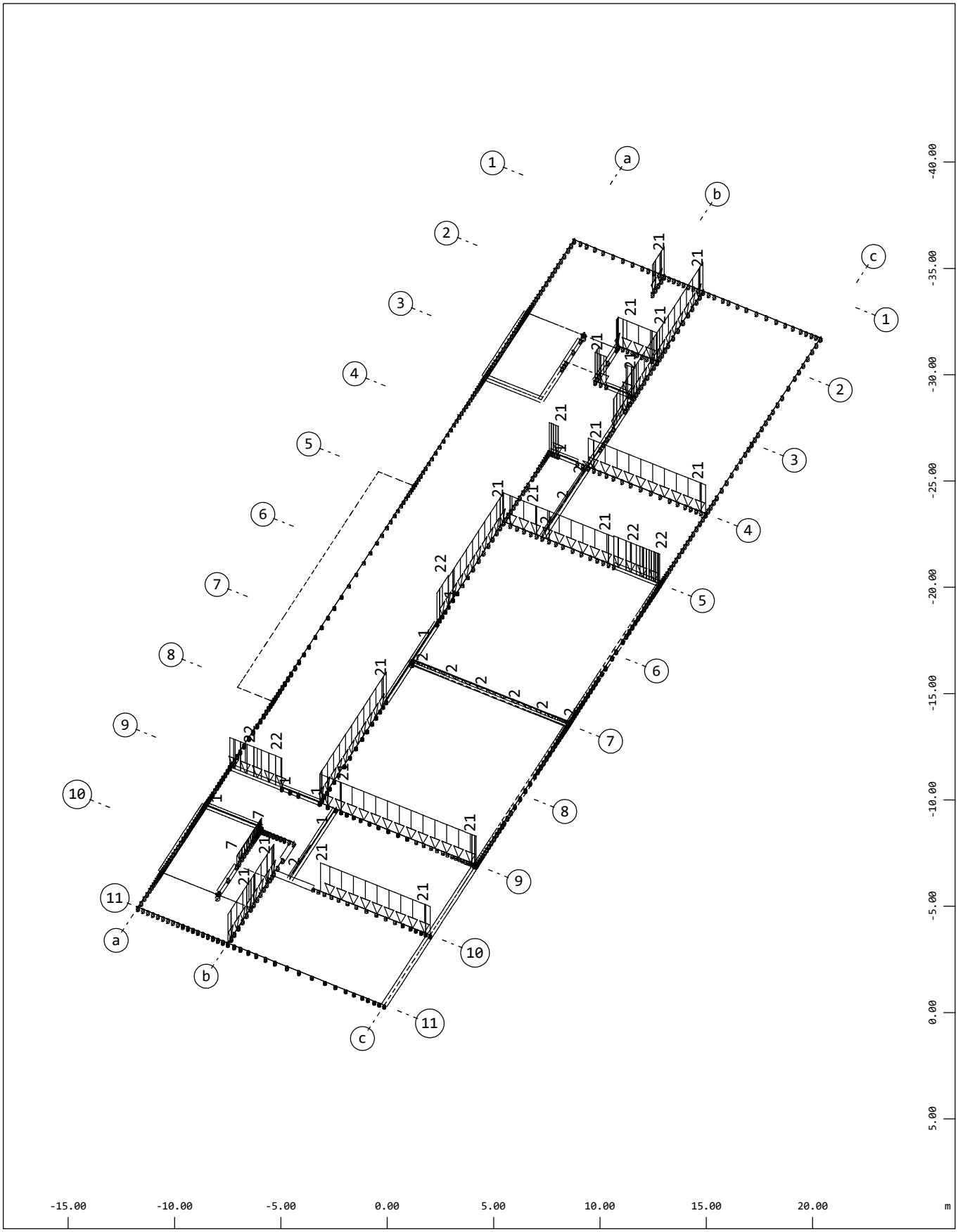


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Freie Linienlast (Kraft), Lastfall 13 Innenwände , (1 cm im Raum = Unit) in global Z
(Unit=39.2 kN/m) (Max=22.4)

M 1 : 250

Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen

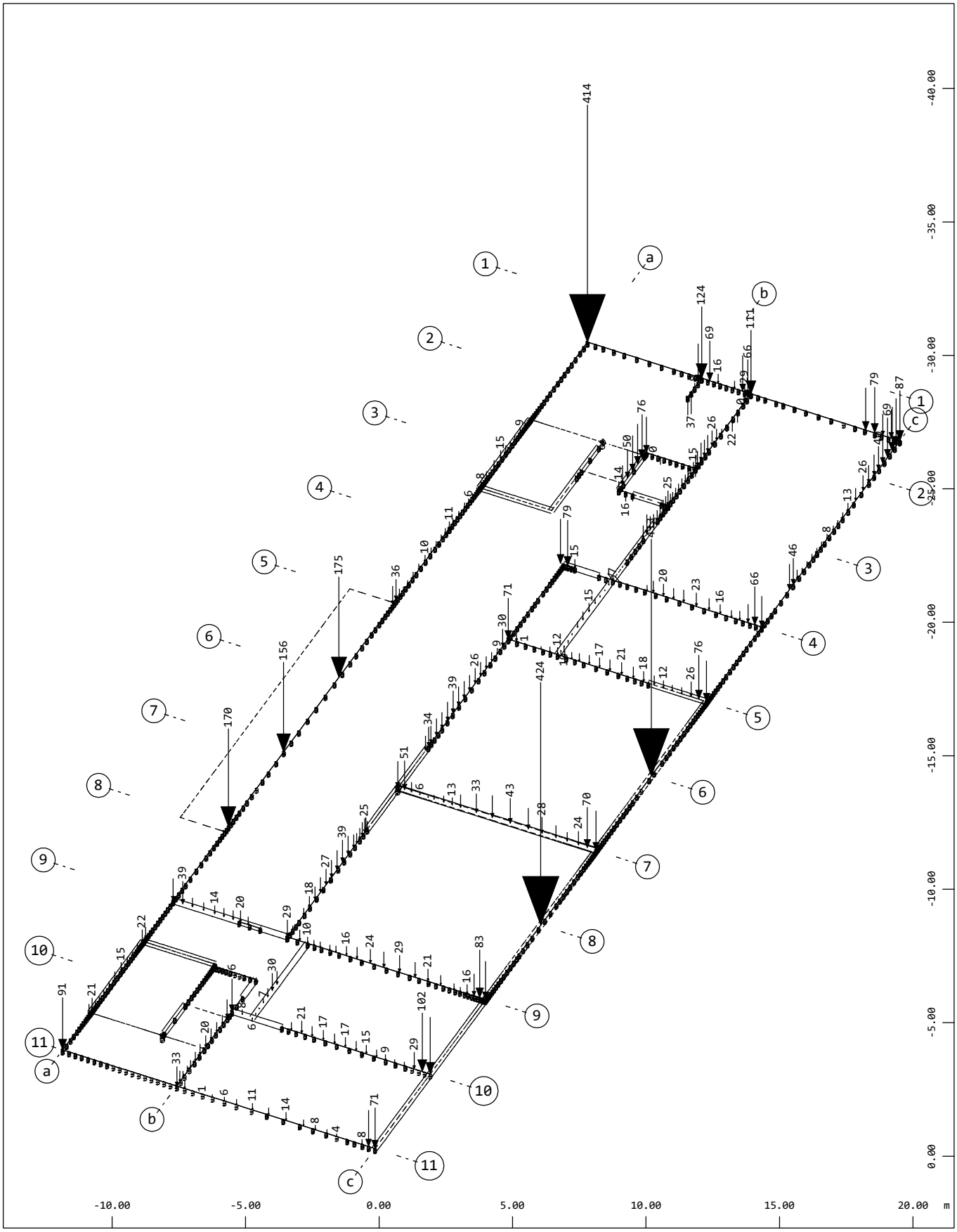


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Freie Linienlast (Kraft) in global Z, Lastfall 13 Innenwände , 1 cm im Raum = 24.7
kN/m (Max=22.4)

M 1 : 250
X * 0.831
Y * 0.959
Z * 0.625

Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen

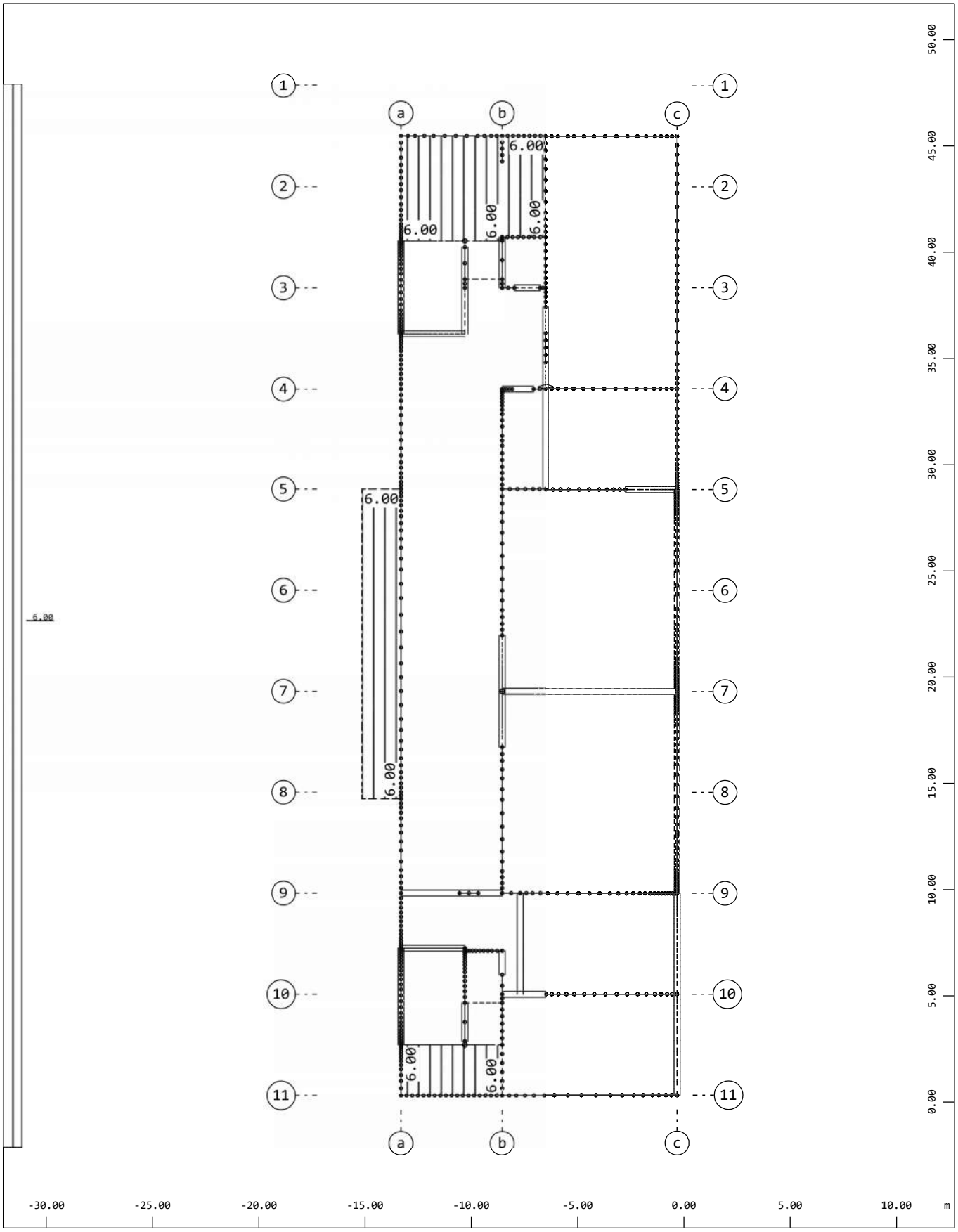


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Freie Einzellast in global Z, Lastfall 101 G_EG_Dach_Import , (1 cm im Raum = Unit)
Freie Einzellast (Kraft) in global Z (Unit=70.3 kN) (Min=-37.4) (Max=423.5)

M 1 : 199
X * 0.732
Y * 0.944
Z * 0.758

Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen



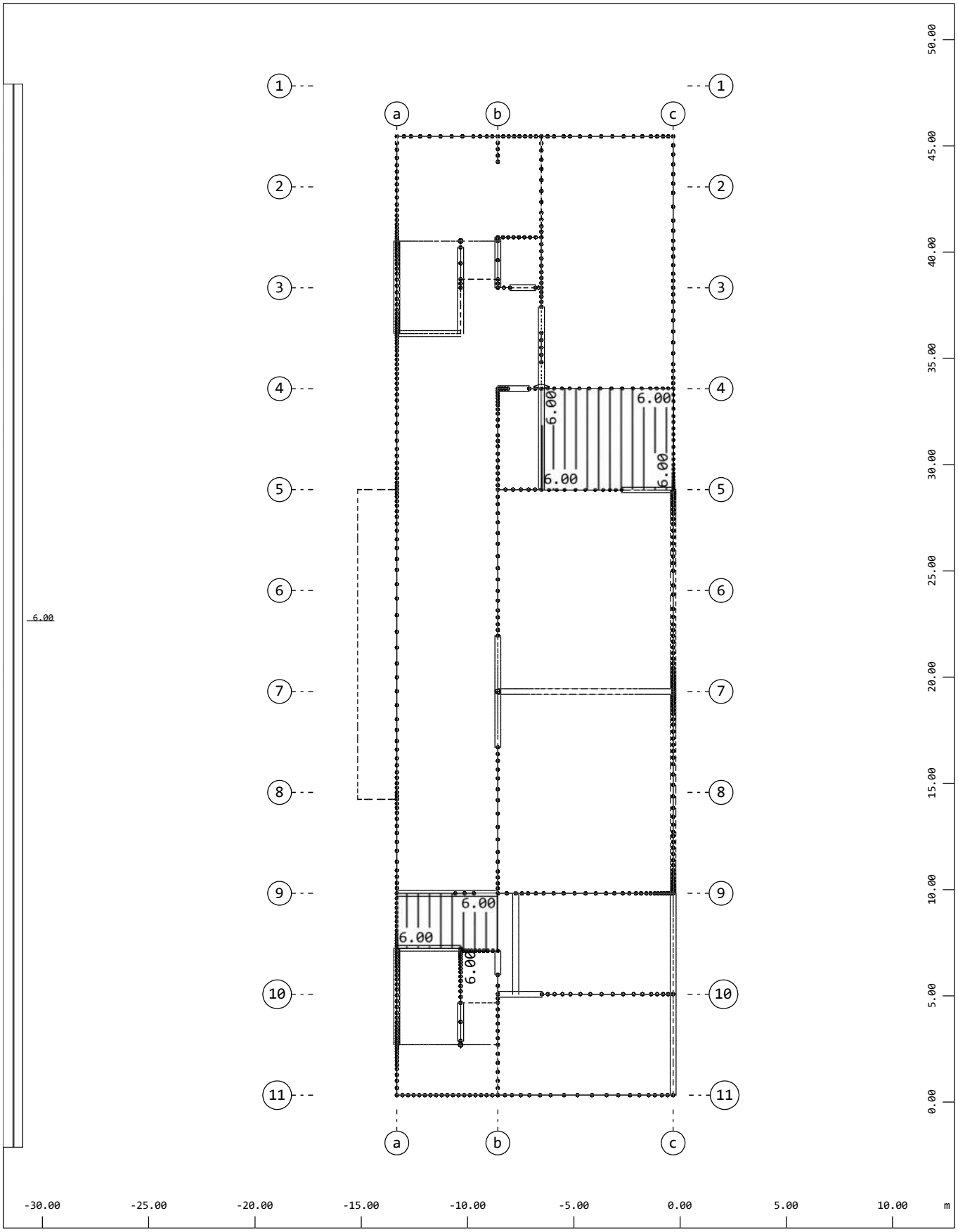
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

X
Z Y

Freie Flächenlast, Lastfall 21 Nutzlast und Install , (1 cm im Raum = Unit) (Kraft) in global Z (Unit=5.00 kN/m2) (Max=6.00)

M 1 : 250

Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen



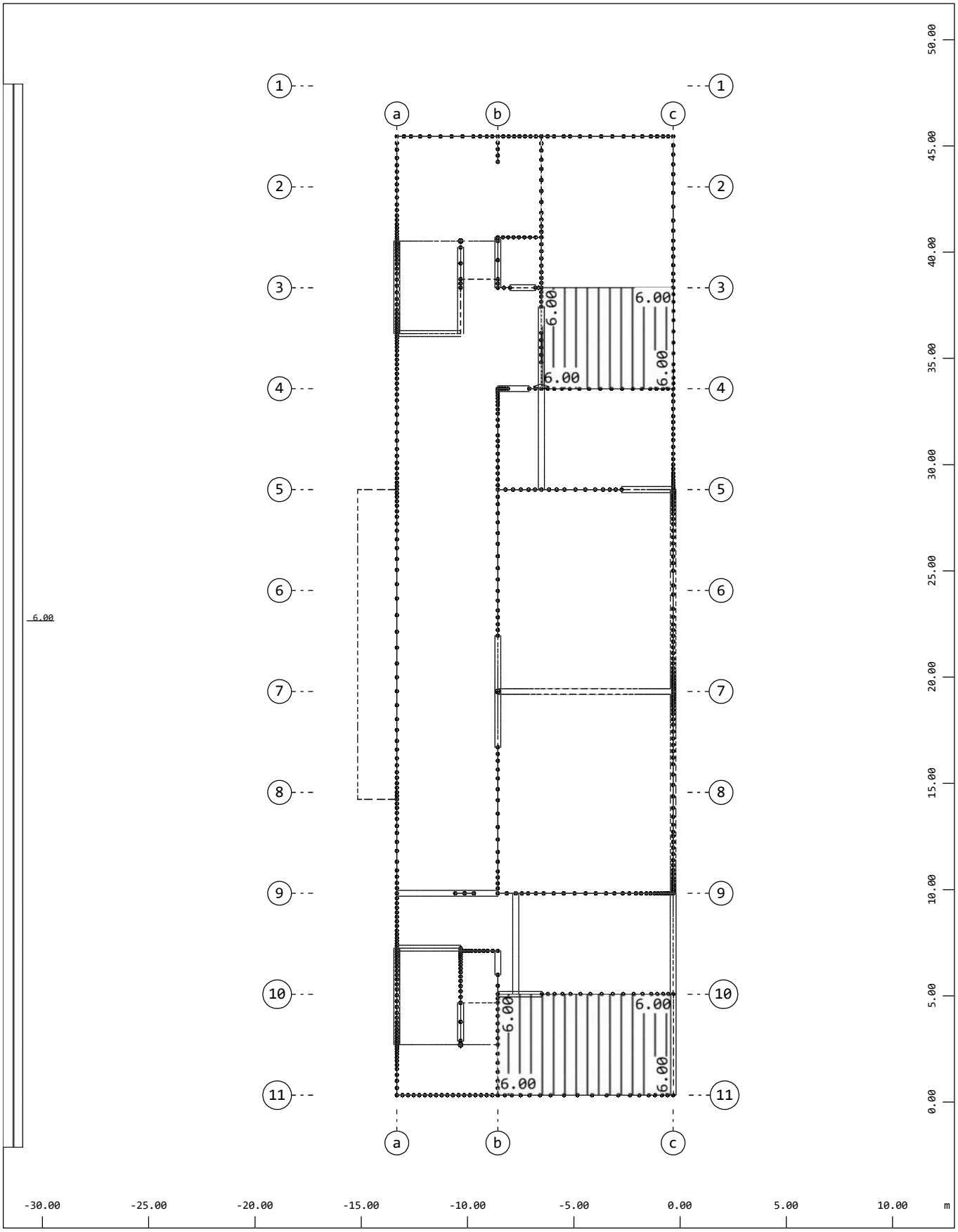
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

X
Z Y

Freie Flächenlast, Lastfall 22 Nutzlast und Install , (1 cm im Raum = Unit) (Kraft) in global Z (Unit=5.00 kN/m2) (Max=6.00)

M 1 : 250

Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen



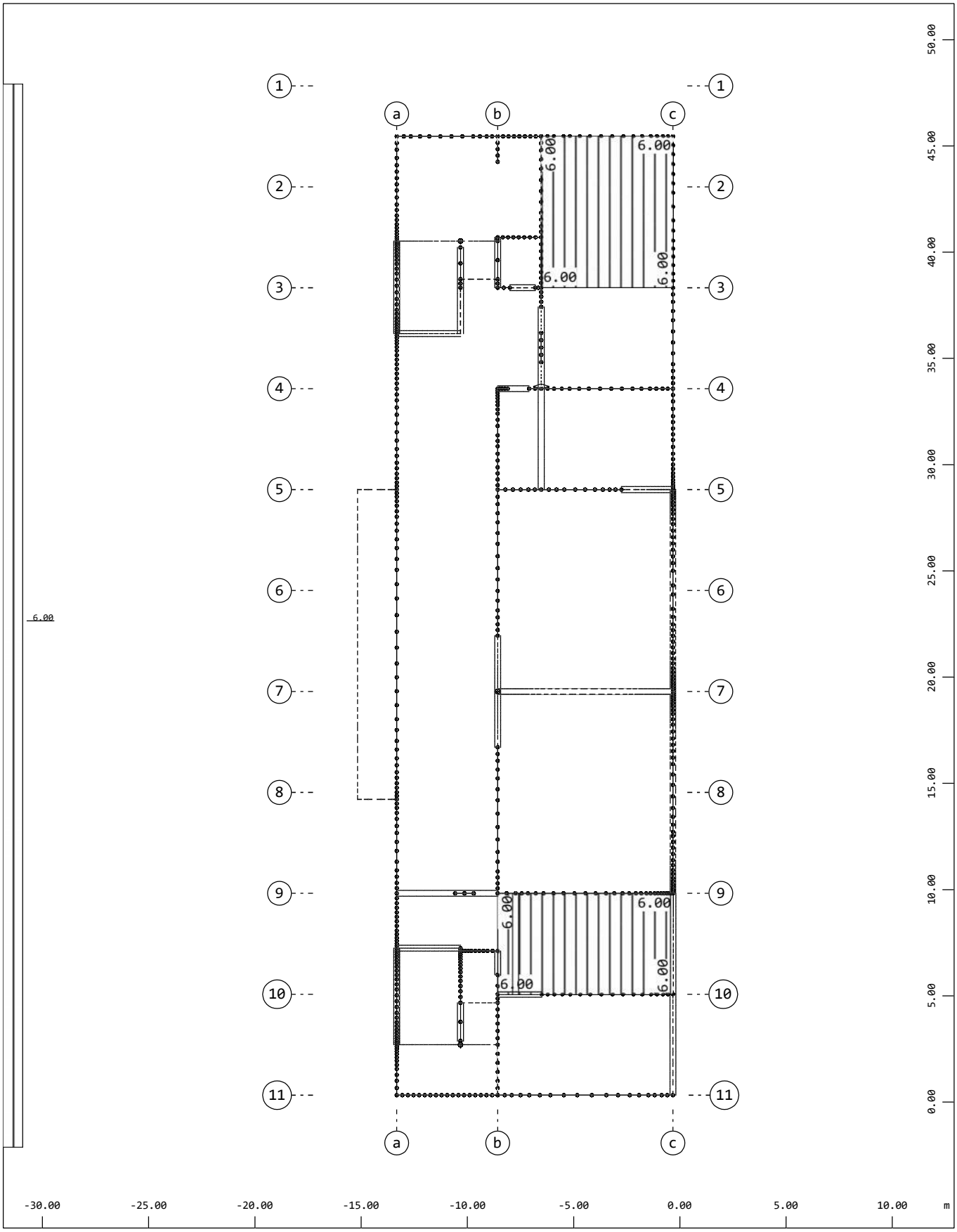
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

X
Z Y

Freie Flächenlast, Lastfall 23 Nutzlast und Install , (1 cm im Raum = Unit) (Kraft) in global Z (Unit=5.00 kN/m2) (Max=6.00)

M 1 : 250

Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen



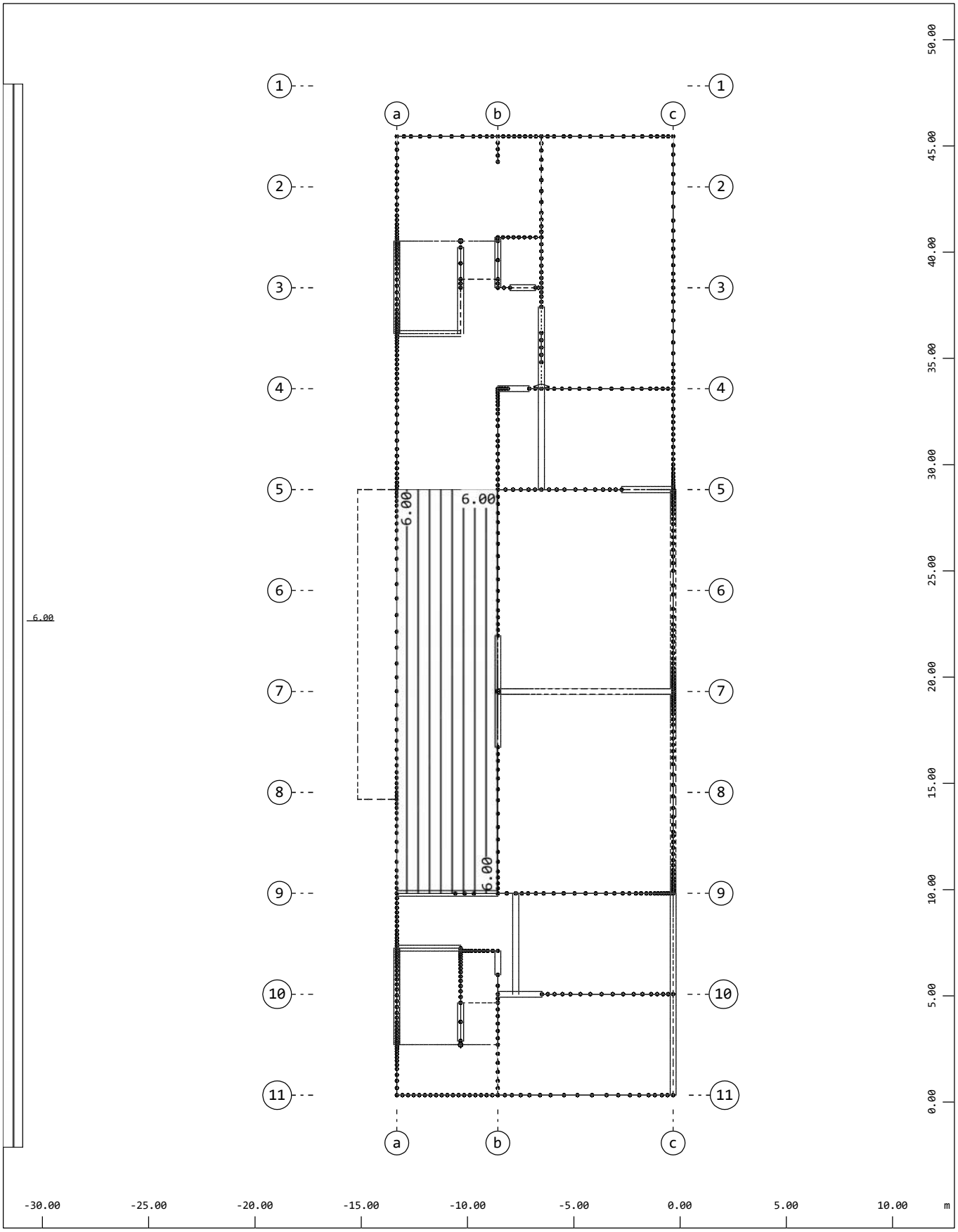
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

X
Z Y

Freie Flächenlast, Lastfall 24 Nutzlast und Install , (1 cm im Raum = Unit) (Kraft) in global Z (Unit=5.00 kN/m2) (Max=6.00)

M 1 : 250

Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen



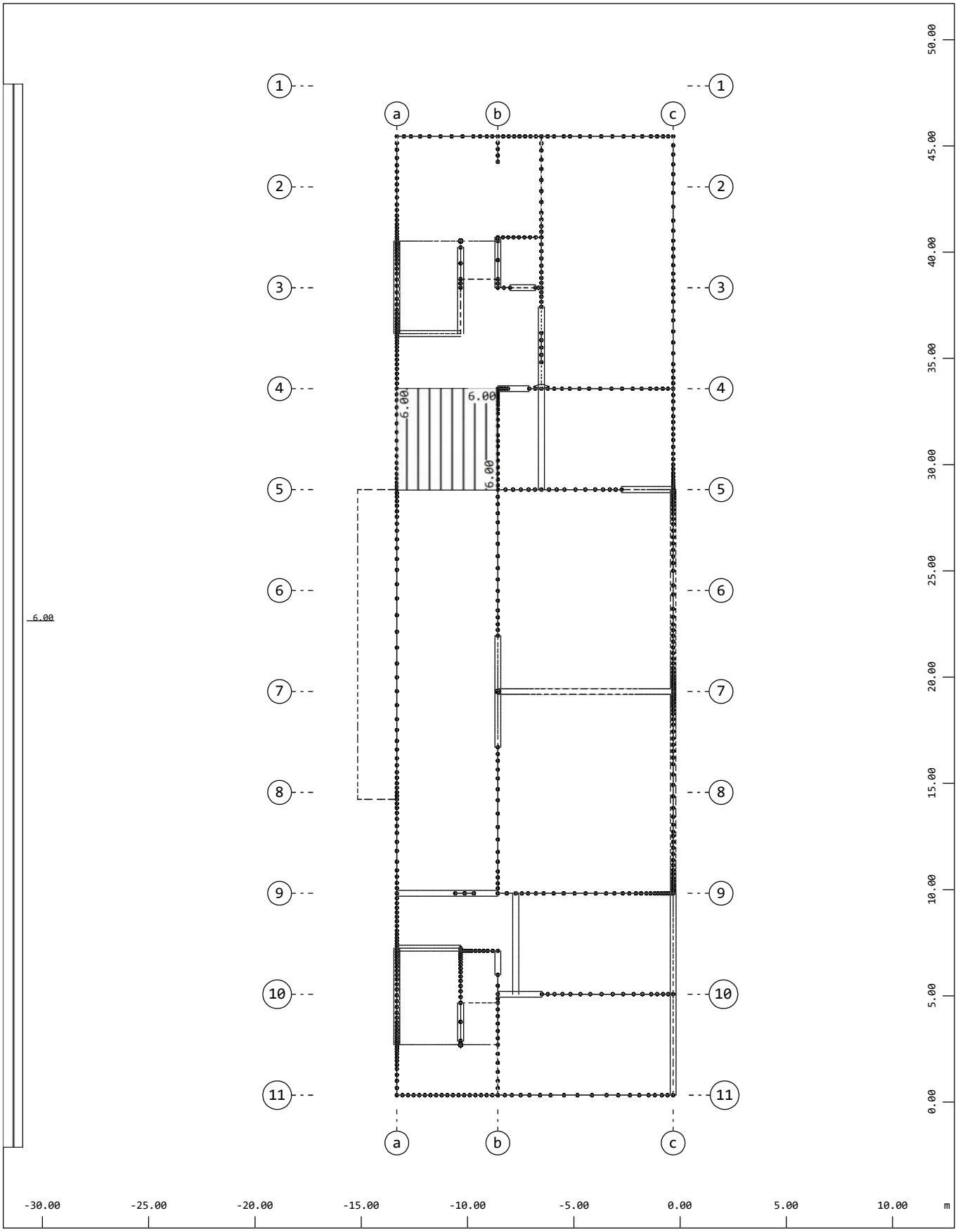
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

X
Z Y

Freie Flächenlast, Lastfall 25 Nutzlast und Install , (1 cm im Raum = Unit) (Kraft) in global Z (Unit=5.00 kN/m2) (Max=6.00)

M 1 : 250

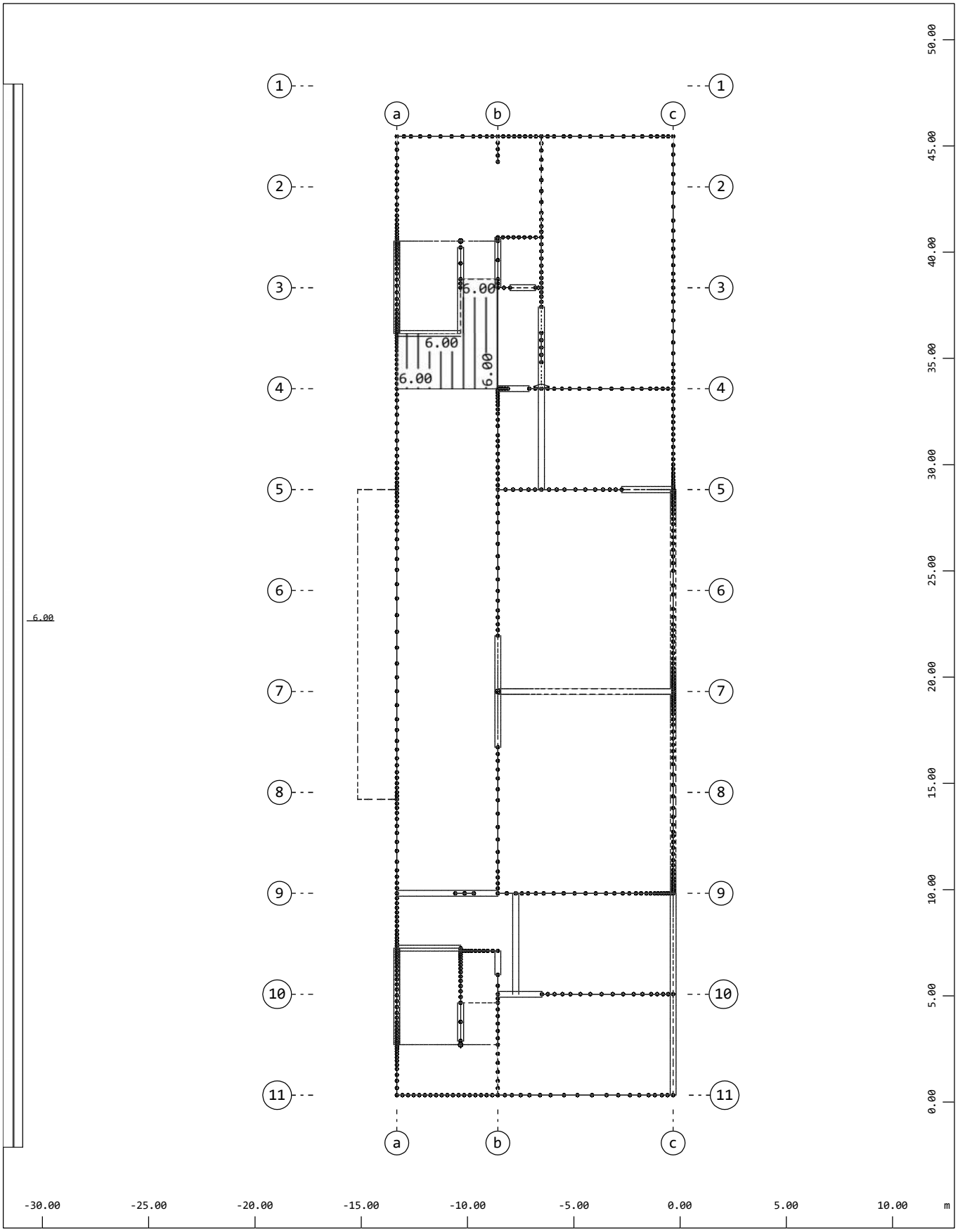
Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen



Freie Flächenlast, Lastfall 26 Nutzlast und Install , (1 cm im Raum = Unit) (Kraft) in global Z (Unit=5.00 kN/m2) (Max=6.00)

M 1 : 250

Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen

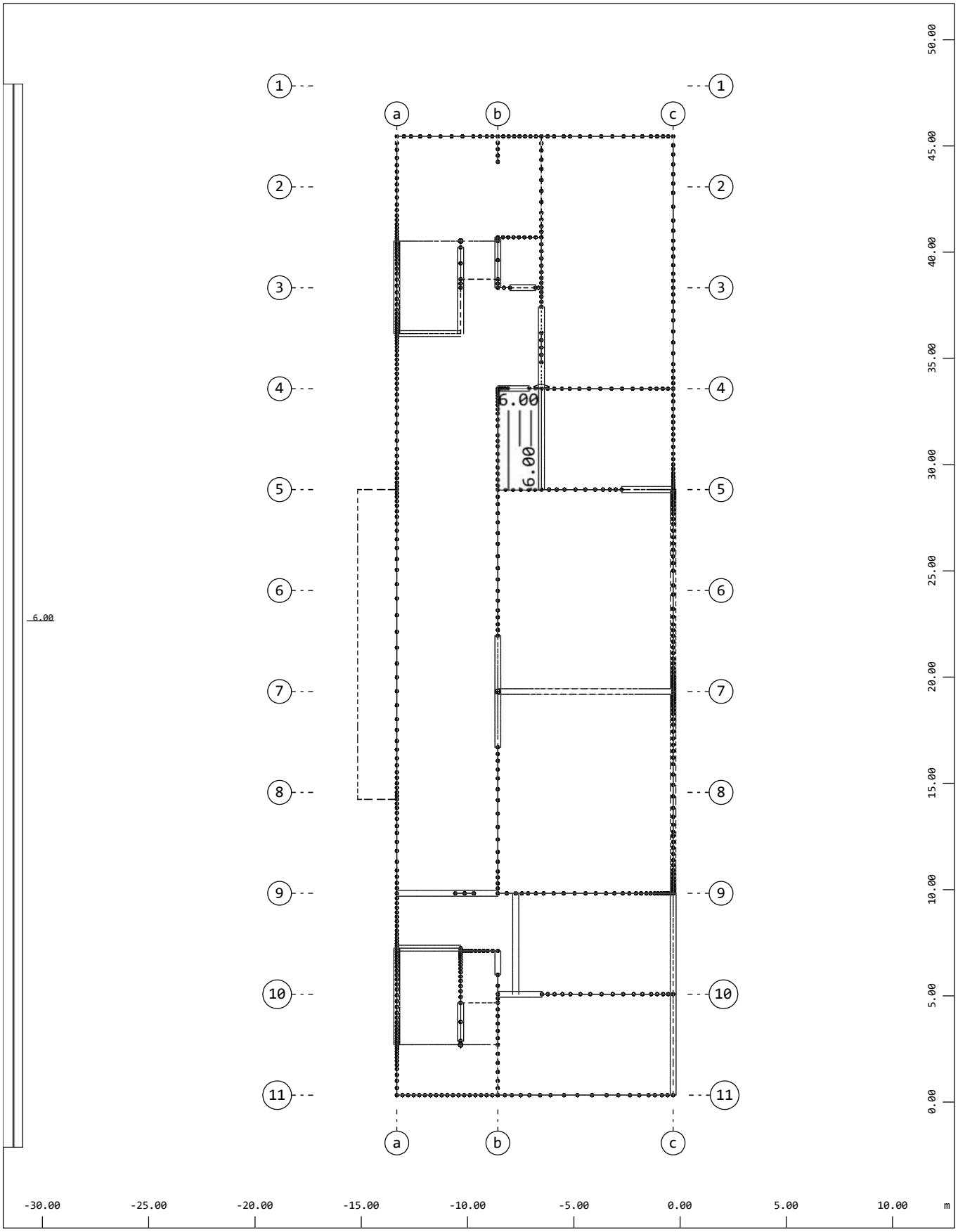


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Freie Flächenlast, Lastfall 27 Nutzlast und Install , (1 cm im Raum = Unit) (Kraft) in global Z (Unit=5.00 kN/m2) (Max=6.00)

M 1 : 250

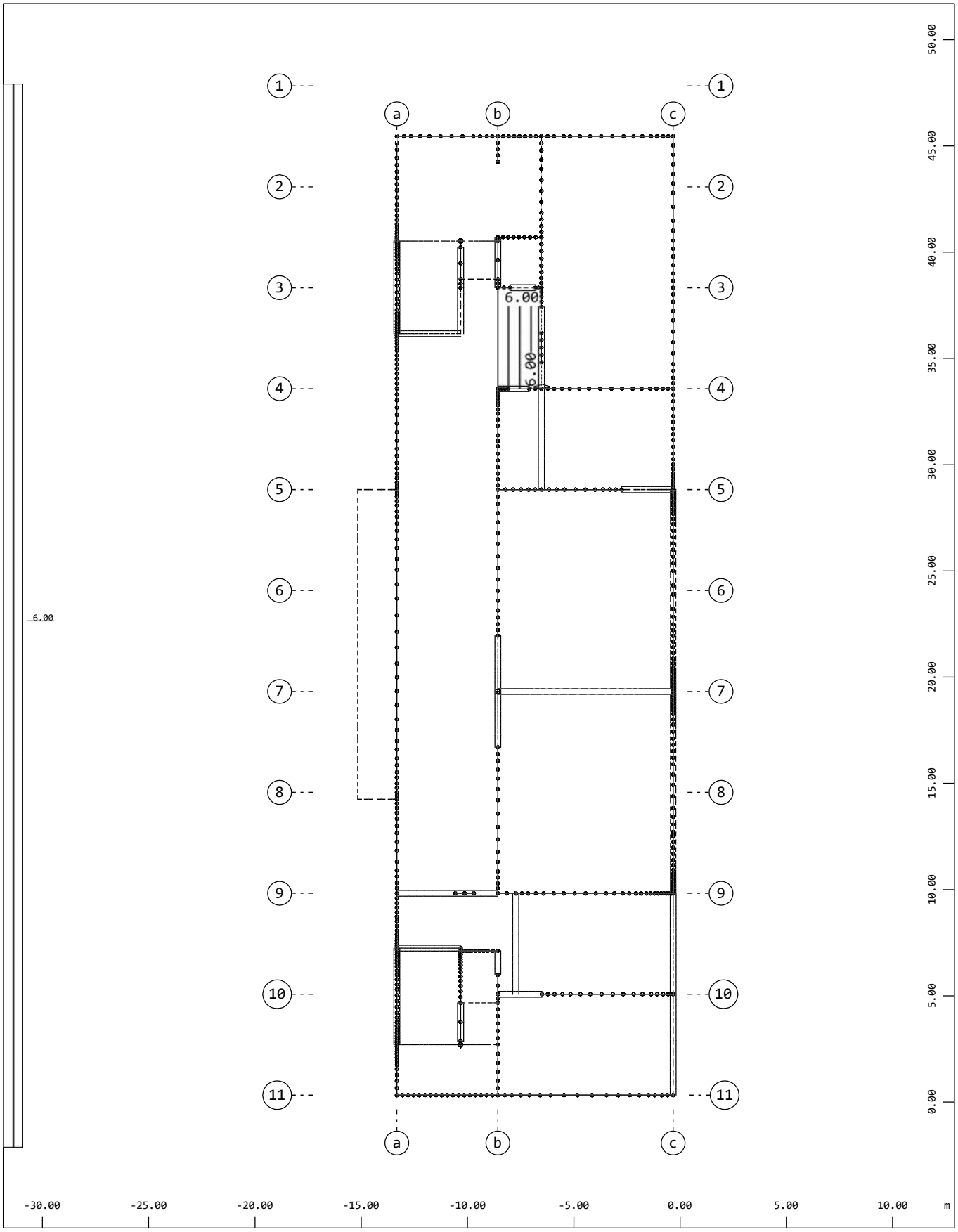
Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen



Freie Flächenlast, Lastfall 28 Nutzlast und Install , (1 cm im Raum = Unit) (Kraft) in global Z (Unit=5.00 kN/m2) (Max=6.00)

M 1 : 250

Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen



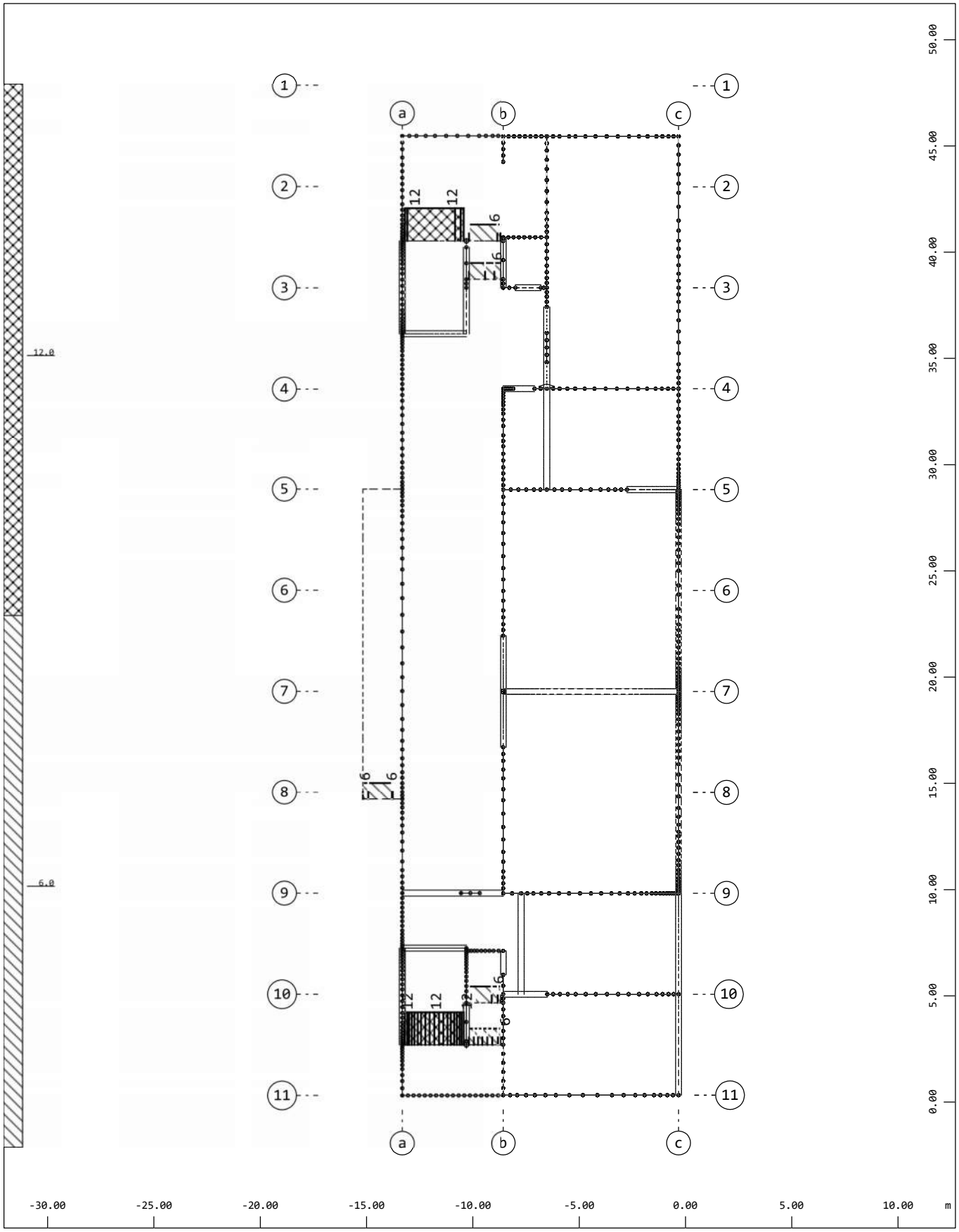
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

X
Z Y

Freie Flächenlast, Lastfall 29 Nutzlast und Install , (1 cm im Raum = Unit) (Kraft) in global Z (Unit=5.00 kN/m2) (Max=6.00)

M 1 : 250

Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen

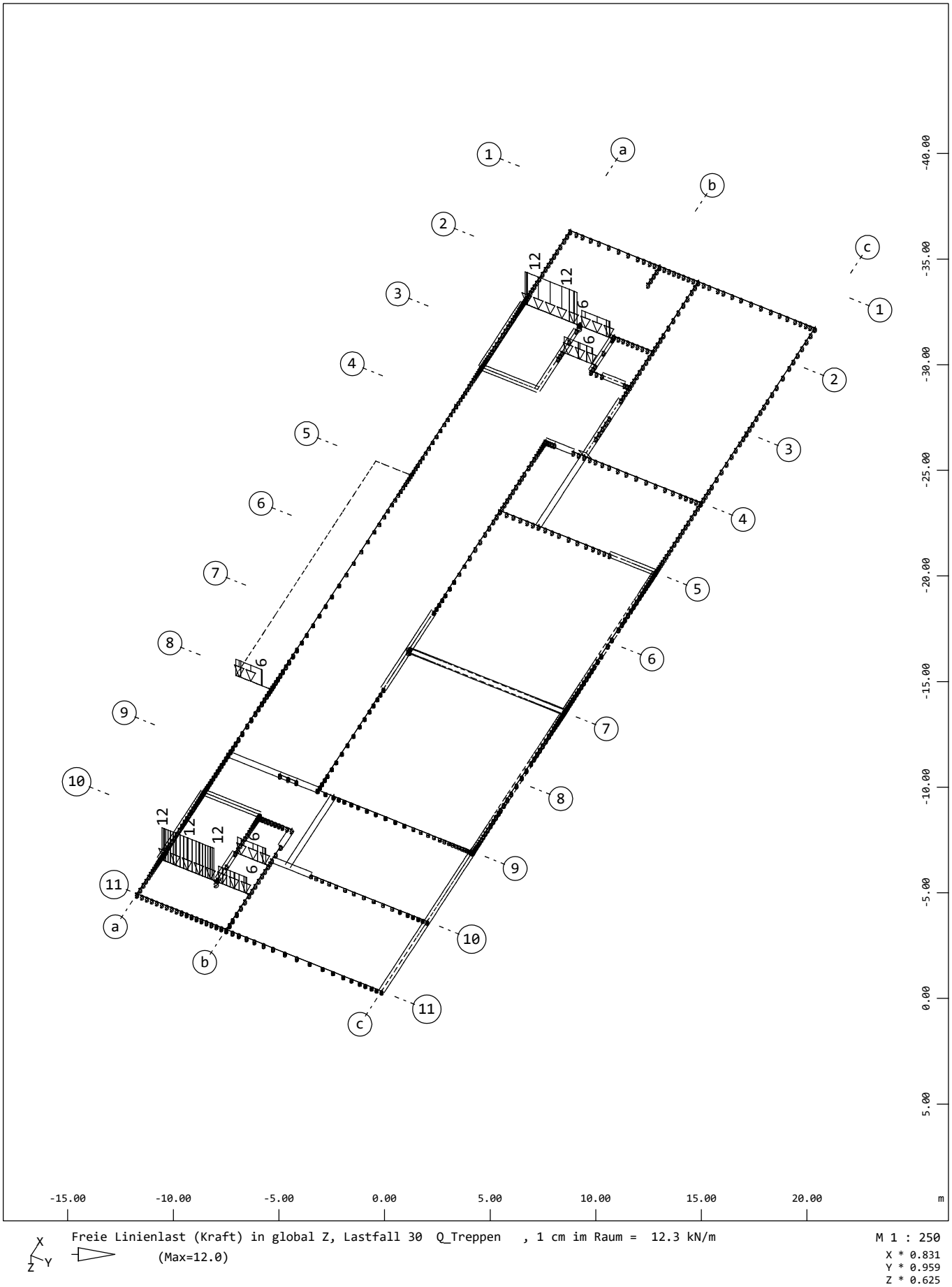


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Freie Linienlast (Kraft), Lastfall 30 Q_Treppen , (1 cm im Raum = Unit) in global Z
(Unit=19.6 kN/m) (Max=12.0)

M 1 : 250

Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen

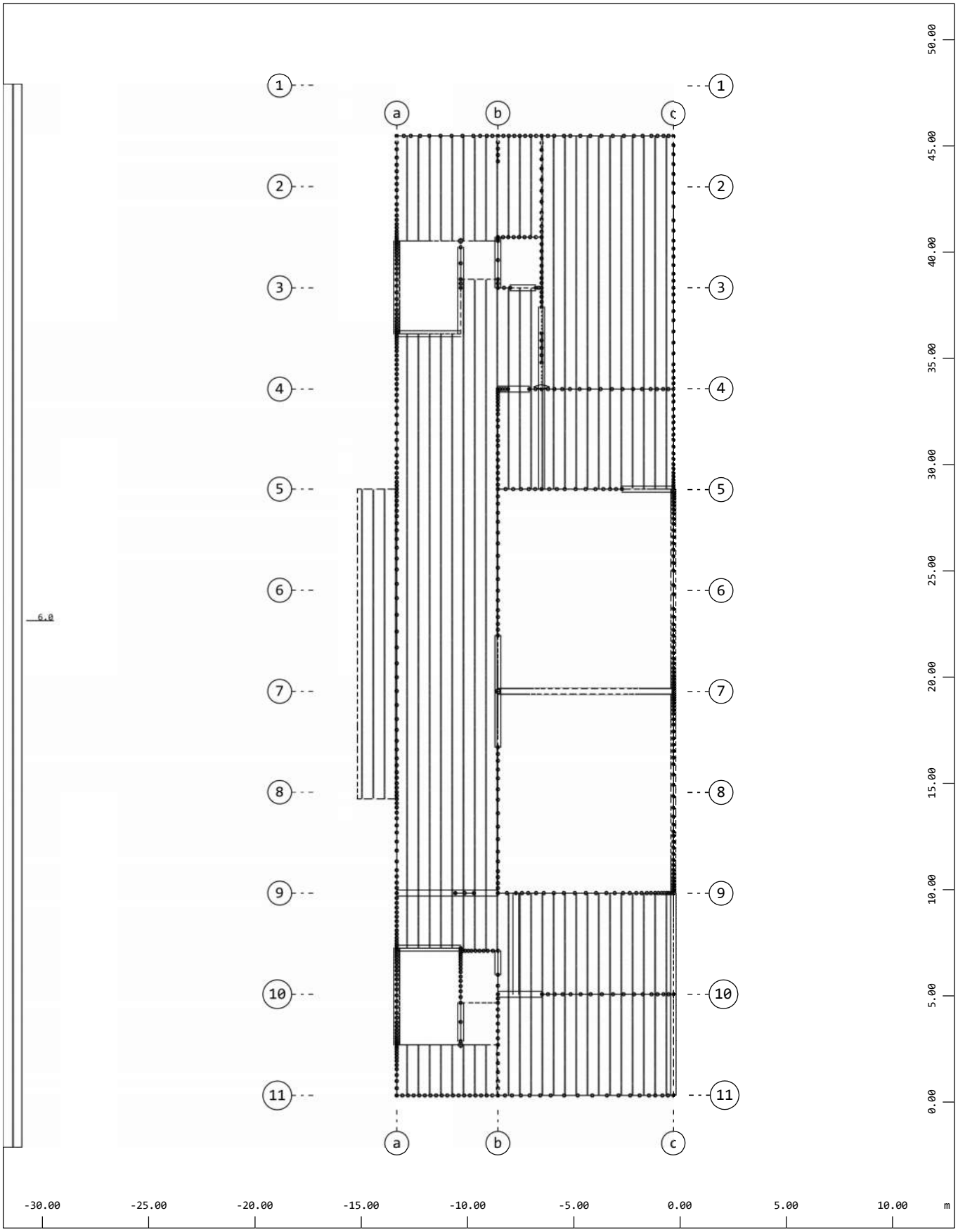


Freie Linienlast (Kraft) in global Z, Lastfall 30 Q_Treppen , 1 cm im Raum = 12.3 kN/m
(Max=12.0)

M 1 : 250
X * 0.831
Y * 0.959
Z * 0.625

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen



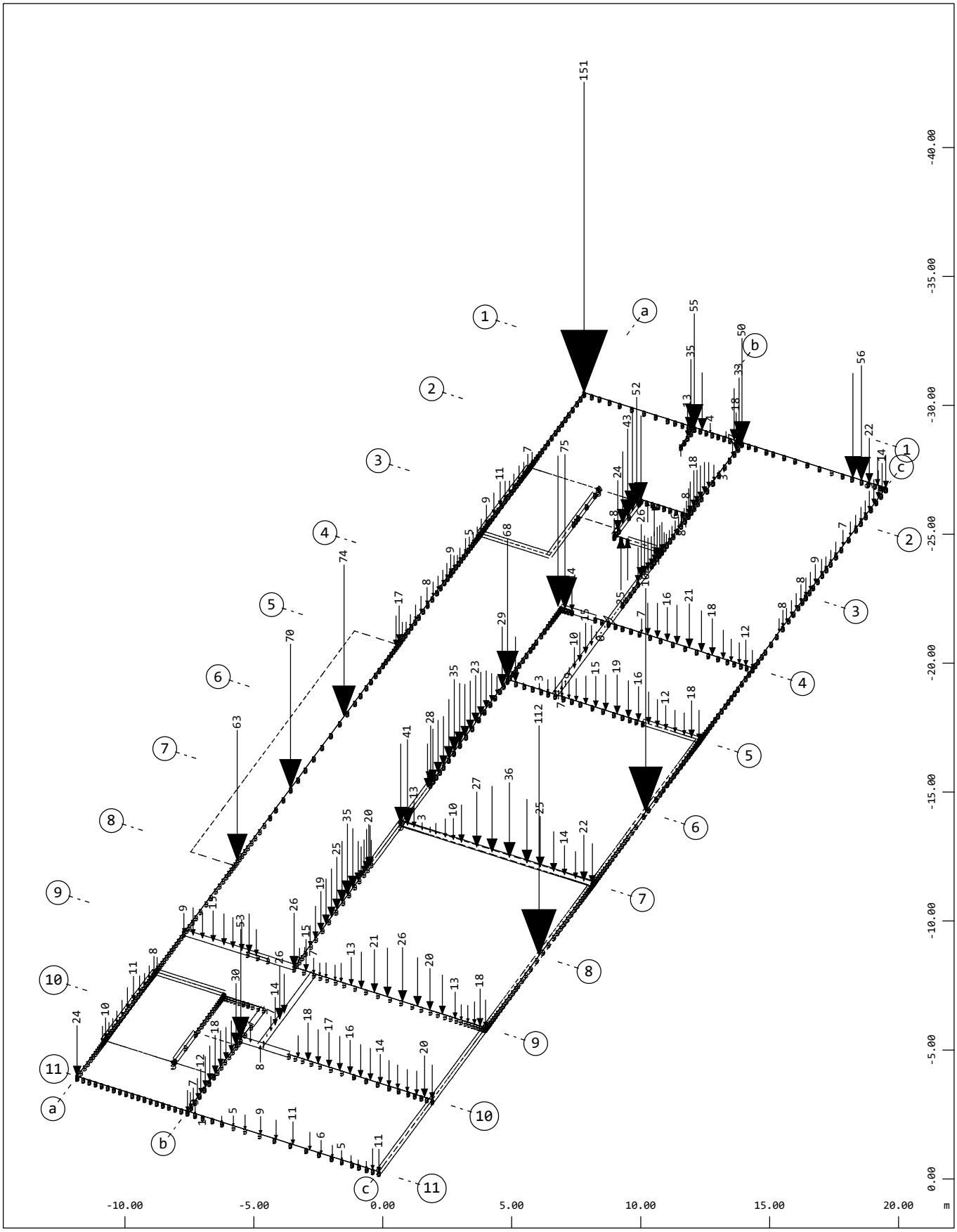
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

X
Z Y

Alle Lasten, Lastfall 200 Nutzlast Q LF21 bis LF30 , (1 cm im Raum = Unit) Freie Linienlast (Kraft) in global Z(Max=12.0kN/m), Freie Flächenlast (Kraft) in global Z (Unit=-1.00 kN/m2,Max=6.00)

M 1 : 250

Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Freie Einzellast in global Z, Lastfall 201 Q_EG_Dach_Import , (1 cm im Raum = Unit)
Freie Einzellast (Kraft) in global Z (Unit=19.5 kN) (Min=-25.4) (Max=150.6)

M 1 : 206
X * 0.732
Y * 0.944
Z * 0.758

Zur Bemessung des Systems sind folgende Überlagerungskombinationen zu bilden.

Grenzzustand der Tragfähigkeit:

Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte

Tabelle 1 Kombinationsbeiwerte (DIN EN 1990/NA, Tab. NA 1.1)

	γ - günstig	γ - ungünstig	ψ0	ψ1	ψ2
ständig	1,00	1,35			
veränderlich	0	1,50	0,7	0,5	0,3
					0

Ständige und vorübergehende Beanspruchung Ed (MAXIMA-Kombinationsvorschrift Nr. 103):

$$E_d = E\left\{\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\right\}$$

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit:

Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte

Tabelle 2 Kombinationsbeiwerte (DIN EN 1990/NA, Tab. NA 1.1)

	γ - günstig	γ - ungünstig	ψ0	ψ1	ψ2
ständig	1,00	1,00			
veränderlich	0	1,00	0,7	0,5	0,3

Quasi-ständige Beanspruchung E_d (MAXIMA-Kombinationsvorschrift Nr. 102):

$$E_{d,perm} = E\left\{\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P_k + \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\right\}$$

Seltene Beanspruchung E_d (MAXIMA-Kombinationsvorschrift Nr. 100):

$$E_{d,rare} = E\left\{\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\right\}$$

Die Einwirkungen wurden bei der Lasteingabe (SOFILOAD) definiert. Die Überlagerung mit Sicherheits- und Kombinationsbeiwerten erfolgt im Programm MAXIMA.

Das Programm ermittelt die maßgebende Schnittgröße an jedem Knoten oder Element und überlagert diese nach der maßgeblichen vorgegebenen Überlagerungsvorschrift.
Die Einwirkungen wurden bei der Lasteingabe (SOFILOAD) definiert.

Ergebnislastfälle aus MAXIMA

Die Ergebnislastfälle aus den berechneten Lastfallüberlagerungen erhalten 4-stellige Lastfallnummern. Hierbei gelten folgende Zuordnungen:

LF 11xx:
Überlagerungslastfälle für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
(seltene Kombination, MAXIMA-Kombinationsvorschrift Nr. 100), Charakteristische Auflagerkräfte

LF 13xx:
Überlagerungslastfälle für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
(quasi-ständige Kombination, MAXIMA-Kombinationsvorschrift Nr. 102), Rissweite

LF 13xx:
Überlagerungslastfälle für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
(quasi-ständige Kombination, MAXIMA-Kombinationsvorschrift Nr. 102), Durchbiegungen

LF 21xx:
Überlagerungslastfälle für den Grenzzustand der Tragfähigkeit
MAXIMA-Kombinationsvorschrift Nr. 103

Die Einer- und die Zehnerziffer der Überlagerungslastfälle haben dabei folgende Bedeutung:

xx01 - xx10	mx, my, mxy, qx, qy Plattenschnittgrößen, max, min
xx21 - xx30	STVZ, STMY Stabschnittgrößen, max, min
xx45 - xx48	P, M Federkräfte bzw. Momente, max, min
xx55 - xx60	PZ, MXX, MYY Auflagerreaktionen am Knoten, max, min
xx67 - xx70	RPZ, RMN Auflagerreaktionen Randelemente, max, min
xx75 - xx76	uz Knotenverformungen, max, min

Zur Kontrolle und zur Lastweiterleitung werden ergänzend zu den von MAXIMA erzeugten Lastfallüberlagerungen manuell folgende Lastkombinationen gebildet (Überlagerung der Lastfälle jeweils 1,0-fach):

Zusätzliche Lastfallkombinationen:

LF 100: G Ebenensumme (ständige Lasten)

LF 200: Q Ebenensumme (veränderliche Lasten)

Summe aus Obergeschoß plus der betrachteten Ebene

LF 1001: LF 100 + 101 Weiterleitung der Auflagerlasten Export LF 101

LF 2001: LF 200 + 201 Weiterleitung der Auflagerlasten Export LF 201

Summe Lasten

LF 100 EGZ 1,0 „G Summe“
LC 10 bis 13

LF 200 EGZ 0 „Q Summe“
LC 21 bis 30

Decke über UG JFE_MAXIM

```
  1 +PROG ASE
  2 $ Dat : \\lapbfs01\...\Decke_über_UG_JFH_MAXIM.dat  (#006)          22.09.2023
  3 $ Job : B-MEIER:000342                                                11:09
  4 KOPF DECKE ÜBER EG
  5 KOPF 'Stütz- und Schnittgrößen 1.0-fach'
  6 ECHO VOLL NEIN
  7 ECHO LSUM JA; ECHO PLAB NEIN
  8 LF 100  EGZ 1.0 BEZ 'LF10 + LF11 + LF12 + LF13'
  9   LC 11
 10   LC 12
 11   LC 13
 12 LF 200  BEZ 'Nutzlast Q LF21 bis LF30'
 13   LC 21
 14   LC 22
 15   LC 23
 16   LC 24
 17   LC 25
 18   LC 26
 19   LC 27
 20   LC 28
 21   LC 29
 22   LC 30
 23 ENDE
```

Decke über UG JFE_MAXIM
Decke über EG
Stütz- und Schnittgrößen 1.0-fach

Summe der Lasten

Lastfall	Σ(Lasten)			Bezeichnung
	X[kN]	Y[kN]	Z[kN]	
100	0.0	0.0	6856.7	LF10 + LF11 + LF12 + LF13
200	0.0	0.0	2596.4	Nutzlast Q LF21 bis LF30

Gesamtsumme Lasten

LF 1001 EGZ 1,0 „G Gesamtsumme“
LC 100,101

LF 2001 EGZ 0 „Q Gesamtsumme“
LC 200,201

Decke über UG JFE_MAXIM

```
 1 +PROG ASE
 2 $ Dat : \\lapbfs01\...\Decke_über_UG_JFH_MAXIM.dat  (#007)          22.09.2023
 3 $ Job : B-MEIER:000342                                                11:09
 4 KOPF BERECHNUNG DER GESAMTSUMMEN
 5 ECHO VOLL NEIN
 6 ECHO LSUM,STAT JA
 7 STEU WARN 42 $ Lastfälle ohne Lasten bei LC ignorieren
 8 LF 1001 EGZ 1.0 BEZ 'G Gesamtsumme'
 9    LC 100,101
10 LF 2001 BEZ 'Q Gesamtsumme'
11    LC 200,201
12 ENDE
```

Decke über UG JFE_MAXIM
Berechnung der Gesamtsummen

Summe der Lasten

Lastfall	Σ(Lasten)			Bezeichnung
	X[kN]	Y[kN]	Z[kN]	
1001	0.0	0.0	15459.5	G Gesamtsumme
2001	0.0	0.0	7427.7	Q Gesamtsumme

Decke über UG JFE_MAXIM

Standardnorm ist EuroNorm: DIN EN 1990:2002 (NA:2012) Grundlagen der Tragwerksplanung (Germany) V 2022

Kombinationsvorschrift Nummer 100

GZG charakteristisch (selten)
Überlagerung nach Handbuch MAXIMA Formel 2.4

$$E_{d,rare} = E\left\{\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus Q_{k,1} \oplus \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\right\}$$

Ergebnislastfälle Typ GZG charakteristisch (selten)

Lastfallauswahl und Einwirkungen

		Überlagerungsfaktoren									
Act	Part	γ-u	γ-f	γ-a	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\psi_1$inf			Bezeichnung
	LF								Fakt	Typ	
G	G	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			Eigengewicht
	10								1.00	PERM	Eigengewicht
	11								1.00	PERM	Ausbaulasten
	12								1.00	PERM	Außenwände
	13								1.00	PERM	Innenwände
	101								1.00	PERM	G_EG_Dach_Import
Q	Q	1.00	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00			Veränderliche Last
	21								1.00	COND	Nutzlast und Install
	22								1.00	COND	Nutzlast und Install
	23								1.00	COND	Nutzlast und Install
	24								1.00	COND	Nutzlast und Install
	25								1.00	COND	Nutzlast und Install
	26								1.00	COND	Nutzlast und Install
	27								1.00	COND	Nutzlast und Install
	28								1.00	COND	Nutzlast und Install
	29								1.00	COND	Nutzlast und Install
	30								1.00	COND	Q_Treppen
	201								1.00	COND	Q_EG_Dach_Import

Act	Einwirkung	Fakt	Faktor für Lastfall
Part	Einteilung der Einwirkung	Typ	Lastfalltyp
γ-u,γ-f,γ-a	Teilsicherheitsfaktoren ungünstig/günstig/außergewöhnlich	PERM	ständige Last einwirkungsweise
ψ_0,ψ_1,ψ_2,$\psi_1$inf	Kombinationsbeiwerte	COND	bedingte Last
LF	Lastfallnummer		

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
1155	100	MAXR-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1156	100	MINR-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1157	100	MAXR-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1158	100	MINR-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1159	100	MAXR-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1160	100	MINR-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1167	100	MAXR-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
1168	100	MINR-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
1169	100	MAXR-M RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
1170	100	MINR-M RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
1121	100	MAXR-N STAB Kräfte in Stabelementen
1122	100	MINR-N STAB Kräfte in Stabelementen
1125	100	MAXR-VZ STAB Kräfte in Stabelementen
1126	100	MINR-VZ STAB Kräfte in Stabelementen
1127	100	MAXR-MT STAB Kräfte in Stabelementen
1128	100	MINR-MT STAB Kräfte in Stabelementen
1129	100	MAXR-MY STAB Kräfte in Stabelementen
1130	100	MINR-MY STAB Kräfte in Stabelementen
1101	100	MAXR-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1102	100	MINR-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
1103	100	MAXR-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1104	100	MINR-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1105	100	MAXR-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1106	100	MINR-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1107	100	MAXR-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1108	100	MINR-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1109	100	MAXR-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1110	100	MINR-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1101	100	MAXR-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1102	100	MINR-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1103	100	MAXR-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1104	100	MINR-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1105	100	MAXR-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1106	100	MINR-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1107	100	MAXR-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1108	100	MINR-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1109	100	MAXR-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1110	100	MINR-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1175	100	MAXR-UZ KNOT Knotenverschiebungen
1176	100	MINR-UZ KNOT Knotenverschiebungen
1177	100	MAXR-URX KNOT Knotenverschiebungen
1178	100	MINR-URX KNOT Knotenverschiebungen
1179	100	MAXR-URY KNOT Knotenverschiebungen
1180	100	MINR-URY KNOT Knotenverschiebungen

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM

Kombinationsvorschrift Nummer 101

GZG häufig

Überlagerung nach Handbuch MAXIMA Formel 2.5

$$E_{d,frequ} = E\left\{\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\right\}$$

Ergebnislastfälle Typ GZG häufig

Lastfallauswahl und Einwirkungen

Act	Part	Überlagerungsfaktoren γ-u	γ-f	γ-a	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\psi_1$inf	Fakt	Typ	Bezeichnung
	LF										
G	G	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			Eigengewicht
	10								1.00	PERM	Eigengewicht
	11								1.00	PERM	Ausbaulasten
	12								1.00	PERM	Außenwände
	13								1.00	PERM	Innenwände
	101								1.00	PERM	G_EG_Dach_Import
Q	Q	1.00	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00			Veränderliche Last
	21								1.00	COND	Nutzlast und Install
	22								1.00	COND	Nutzlast und Install
	23								1.00	COND	Nutzlast und Install
	24								1.00	COND	Nutzlast und Install
	25								1.00	COND	Nutzlast und Install
	26								1.00	COND	Nutzlast und Install
	27								1.00	COND	Nutzlast und Install
	28								1.00	COND	Nutzlast und Install
	29								1.00	COND	Nutzlast und Install
	30								1.00	COND	Q_Treppen
	201								1.00	COND	Q_EG_Dach_Import

Act	Einwirkung	Fakt	Faktor für Lastfall
Part	Einteilung der Einwirkung	Typ	Lastfalltyp
γ-u,γ-f,γ-a	Teilsicherheitsfaktoren ungünstig/günstig/außergewöhnlich	PERM	ständige Last einwirkungsweise
ψ_0,ψ_1,ψ_2,$\psi_1$inf	Kombinationsbeiwerte	COND	bedingte Last
LF	Lastfallnummer		

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
1255	101	MAXF-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1256	101	MINF-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1257	101	MAXF-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1258	101	MINF-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1259	101	MAXF-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1260	101	MINF-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1267	101	MAXF-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
1268	101	MINF-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
1269	101	MAXF-M RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
1270	101	MINF-M RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
1221	101	MAXF-N STAB Kräfte in Stabelementen
1222	101	MINF-N STAB Kräfte in Stabelementen
1225	101	MAXF-VZ STAB Kräfte in Stabelementen
1226	101	MINF-VZ STAB Kräfte in Stabelementen
1227	101	MAXF-MT STAB Kräfte in Stabelementen
1228	101	MINF-MT STAB Kräfte in Stabelementen
1229	101	MAXF-MY STAB Kräfte in Stabelementen
1230	101	MINF-MY STAB Kräfte in Stabelementen
1201	101	MAXF-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1202	101	MINF-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1203	101	MAXF-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1204	101	MINF-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1205	101	MAXF-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
1206	101	MINF-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1207	101	MAXF-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1208	101	MINF-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1209	101	MAXF-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1210	101	MINF-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1201	101	MAXF-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1202	101	MINF-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1203	101	MAXF-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1204	101	MINF-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1205	101	MAXF-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1206	101	MINF-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1207	101	MAXF-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1208	101	MINF-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1209	101	MAXF-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1210	101	MINF-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1275	101	MAXF-UZ KNOT Knotenverschiebungen
1276	101	MINF-UZ KNOT Knotenverschiebungen
1277	101	MAXF-URX KNOT Knotenverschiebungen
1278	101	MINF-URX KNOT Knotenverschiebungen
1279	101	MAXF-URY KNOT Knotenverschiebungen
1280	101	MINF-URY KNOT Knotenverschiebungen

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM

Kombinationsvorschrift Nummer 102

GZG quasi-ständig

Überlagerung nach Handbuch MAXIMA Formel 2.7

$$E_{d,perm} = E\left\{\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\right\}$$

Ergebnislastfälle Typ GZG quasi-ständig

Lastfallauswahl und Einwirkungen

Act	Part	Überlagerungsfaktoren γ-u	γ-f	γ-a	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\psi_1$inf	Fakt	Typ	Bezeichnung
	LF										
G	G	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			Eigengewicht
	10								1.00	PERM	Eigengewicht
	11								1.00	PERM	Ausbaulasten
	12								1.00	PERM	Außenwände
	13								1.00	PERM	Innenwände
	101								1.00	PERM	G_EG_Dach_Import
Q	Q	1.00	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00			Veränderliche Last
	21								1.00	COND	Nutzlast und Install
	22								1.00	COND	Nutzlast und Install
	23								1.00	COND	Nutzlast und Install
	24								1.00	COND	Nutzlast und Install
	25								1.00	COND	Nutzlast und Install
	26								1.00	COND	Nutzlast und Install
	27								1.00	COND	Nutzlast und Install
	28								1.00	COND	Nutzlast und Install
	29								1.00	COND	Nutzlast und Install
	30								1.00	COND	Q_Treppen
	201								1.00	COND	Q_EG_Dach_Import

Act	Einwirkung	Fakt	Faktor für Lastfall
Part	Einteilung der Einwirkung	Typ	Lastfalltyp
γ-u,γ-f,γ-a	Teilsicherheitsfaktoren ungünstig/günstig/außergewöhnlich	PERM	ständige Last einwirkungsweise
ψ_0,ψ_1,ψ_2,$\psi_1$inf	Kombinationsbeiwerte	COND	bedingte Last
LF	Lastfallnummer		

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
1355	102	MAXP-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1356	102	MINP-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1357	102	MAXP-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1358	102	MINP-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1359	102	MAXP-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1360	102	MINP-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1367	102	MAXP-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
1368	102	MINP-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
1369	102	MAXP-M RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
1370	102	MINP-M RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
1321	102	MAXP-N STAB Kräfte in Stabelementen
1322	102	MINP-N STAB Kräfte in Stabelementen
1325	102	MAXP-VZ STAB Kräfte in Stabelementen
1326	102	MINP-VZ STAB Kräfte in Stabelementen
1327	102	MAXP-MT STAB Kräfte in Stabelementen
1328	102	MINP-MT STAB Kräfte in Stabelementen
1329	102	MAXP-MY STAB Kräfte in Stabelementen
1330	102	MINP-MY STAB Kräfte in Stabelementen
1301	102	MAXP-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1302	102	MINP-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1303	102	MAXP-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1304	102	MINP-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1305	102	MAXP-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
1306	102	MINP-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1307	102	MAXP-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1308	102	MINP-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1309	102	MAXP-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1310	102	MINP-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1301	102	MAXP-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1302	102	MINP-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1303	102	MAXP-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1304	102	MINP-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1305	102	MAXP-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1306	102	MINP-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1307	102	MAXP-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1308	102	MINP-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1309	102	MAXP-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1310	102	MINP-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1375	102	MAXP-UZ KNOT Knotenverschiebungen
1376	102	MINP-UZ KNOT Knotenverschiebungen
1377	102	MAXP-URX KNOT Knotenverschiebungen
1378	102	MINP-URX KNOT Knotenverschiebungen
1379	102	MAXP-URY KNOT Knotenverschiebungen
1380	102	MINP-URY KNOT Knotenverschiebungen

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM

Kombinationsvorschrift Nummer 103

GZT Grundkombination

Überlagerung nach Handbuch MAXIMA Formel 2.1

$$E_d = E\left\{\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}\cdot G_{k,j} \oplus \gamma_P \cdot P_k \oplus \gamma_{Q,1}\cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\cdot\psi_{0,i}\cdot Q_{k,i}\right\}$$

Ergebnislastfälle Typ GZT Grundkombination

Lastfallauswahl und Einwirkungen

		Überlagerungsfaktoren									
Act	Part	γ-u	γ-f	γ-a	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\psi_1$inf			Bezeichnung
	LF								Fakt	Typ	
G	G	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			Eigengewicht
	10								1.00	PERM	Eigengewicht
	11								1.00	PERM	Ausbaulasten
	12								1.00	PERM	Außenwände
	13								1.00	PERM	Innenwände
	101								1.00	PERM	G_EG_Dach_Import
Q	Q	1.50	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00			Veränderliche Last
	21								1.00	COND	Nutzlast und Install
	22								1.00	COND	Nutzlast und Install
	23								1.00	COND	Nutzlast und Install
	24								1.00	COND	Nutzlast und Install
	25								1.00	COND	Nutzlast und Install
	26								1.00	COND	Nutzlast und Install
	27								1.00	COND	Nutzlast und Install
	28								1.00	COND	Nutzlast und Install
	29								1.00	COND	Nutzlast und Install
	30								1.00	COND	Q_Treppen
	201								1.00	COND	Q_EG_Dach_Import

Act	Einwirkung	Fakt	Faktor für Lastfall
Part	Einteilung der Einwirkung	Typ	Lastfalltyp
γ-u,γ-f,γ-a	Teilsicherheitsfaktoren ungünstig/günstig/außergewöhnlich	PERM	ständige Last einwirkungsweise
ψ_0,ψ_1,ψ_2,$\psi_1$inf	Kombinationsbeiwerte	COND	bedingte Last
LF	Lastfallnummer		

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
2155	103	MAX-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2156	103	MIN-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2157	103	MAX-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2158	103	MIN-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2159	103	MAX-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2160	103	MIN-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2167	103	MAX-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
2168	103	MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
2169	103	MAX-M RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
2170	103	MIN-M RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
2121	103	MAX-N STAB Kräfte in Stabelementen
2122	103	MIN-N STAB Kräfte in Stabelementen
2125	103	MAX-VZ STAB Kräfte in Stabelementen
2126	103	MIN-VZ STAB Kräfte in Stabelementen
2127	103	MAX-MT STAB Kräfte in Stabelementen
2128	103	MIN-MT STAB Kräfte in Stabelementen
2129	103	MAX-MY STAB Kräfte in Stabelementen
2130	103	MIN-MY STAB Kräfte in Stabelementen
2101	103	MAX-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2102	103	MIN-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2103	103	MAX-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2104	103	MIN-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2105	103	MAX-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
2106	103	MIN-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2107	103	MAX-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2108	103	MIN-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2109	103	MAX-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2110	103	MIN-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2101	103	MAX-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
2102	103	MIN-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
2103	103	MAX-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2104	103	MIN-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2105	103	MAX-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2106	103	MIN-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2107	103	MAX-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
2108	103	MIN-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
2109	103	MAX-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2110	103	MIN-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

5.2.3 Schnittgrößen und Bemessung der Decke

5.2.3.1 Allgemeines, Verformung, Auflagerkräfte und Schnittlasten

Die Berechnungen und Bemessung erfolgen mit dem FE-Programm Sofistik. Die Generierung des FE-Netzes erfolgt mit dem Programmodul SOFiMSHC. Die grafische Ausgabe wird mit dem Programmodul WINGRAF erzeugt.

Die Durchstanznachweise werden entsprechend der DIN EN 1992-1 in mehreren Schnittführungen geführt.

Die Deckenplatte wird als schlaff bewehrte Stahlbetonflachdecke geplant.

Berechnung der Verformungen

Begrenzung der Verformungen:

Für Flachdecken erfolgt der Nachweis auf Basis der jeweils größten Stützweite.

l_{eff} = 4,75 m → $w_A = l_{eff} / 250$ = 19,0 mm (h = 20 cm)

l_{eff} = 6,11 m → $w_A = l_{eff} / 250$ = 24,4 mm (h = 25 cm)

Übersicht über die Programmausgabe:

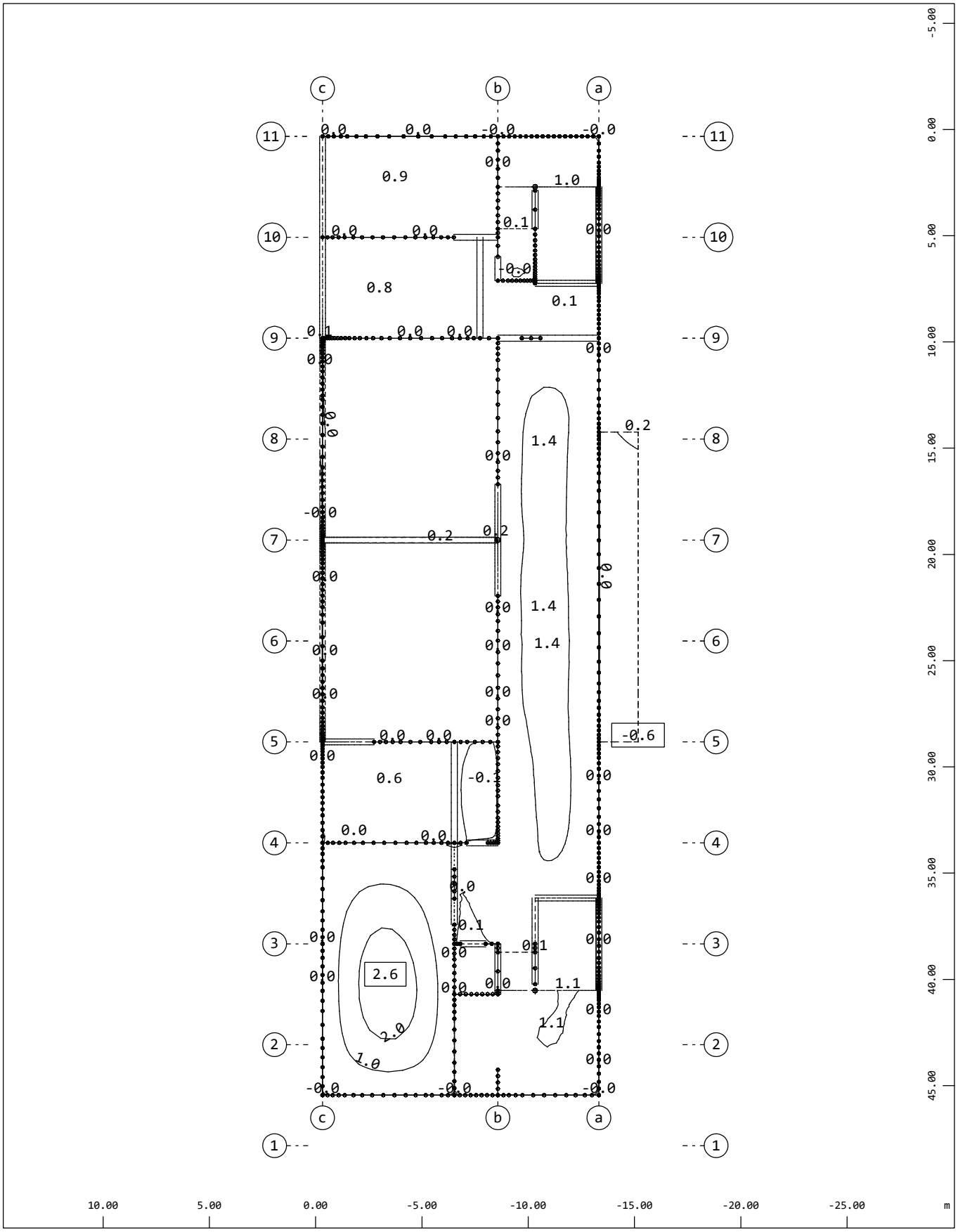
Als Ergebnisse der Berechnung werden für die **elastischen Verformungen** folgende Lastfälle ausgegeben:

- Verformungen im LF 100 Summe G
- Verformungen im LF 200 Summe Q
- Verformungen im LF 1375 quasi-ständige Kombination, linear Analyse

Zur Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden sind die elastischen Verformungen mit einem Faktor von 4 bis 5 zu multiplizieren!

-Verformungen	LF 100	Werte aus „ständige Lasten“ (charakteristisch)
	LF 200	Werte aus „Nutzlasten (Volllast)“ (charakteristisch)
	LF 1375 /1376	max / min uz, GZG
-Auflagerkräfte	LF 100	Werte aus „ständige Lasten“ (charakteristisch)
	LF 200	Werte aus „Nutzlasten (Volllast)“ (charakteristisch)
	LF 2155/ 2156	Maximalwerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) Knoten
	LF 2167	Maximalwerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)
	LF 2168	Minimalwerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)
-Plattenschnittgrößen	LF 21xx	Maximalwerte Biegemoment im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)
	LF 21xx	Minimalwerte Biegemoment im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT
-Stabschnittgrößen	LF 2129	Maximalwerte Biegemoment im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)
	LF 2130	Minimalwerte Biegemoment im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)
	LF 2125	Maximalwerte Querkraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)
	LF 2126	Minimalwerte Querkraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

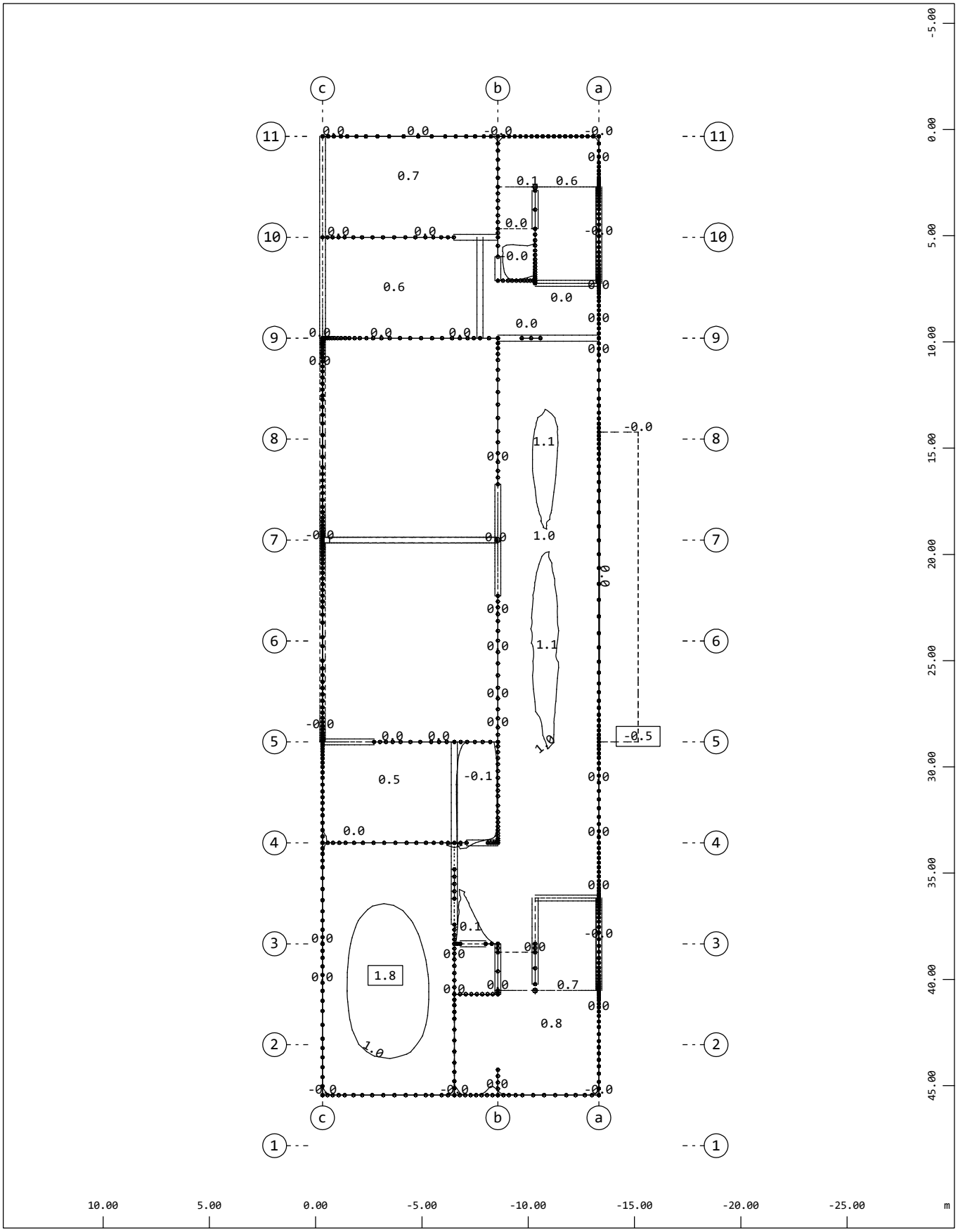
Decke über UG JFE_MAXIM
Verformungen



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Knotenverschiebung in global Z , Lastfall 100 LF10 + LF11 + LF12 + LF13 , von -0.562 M 1 : 250
bis 2.57 Stufen 1.00 mm

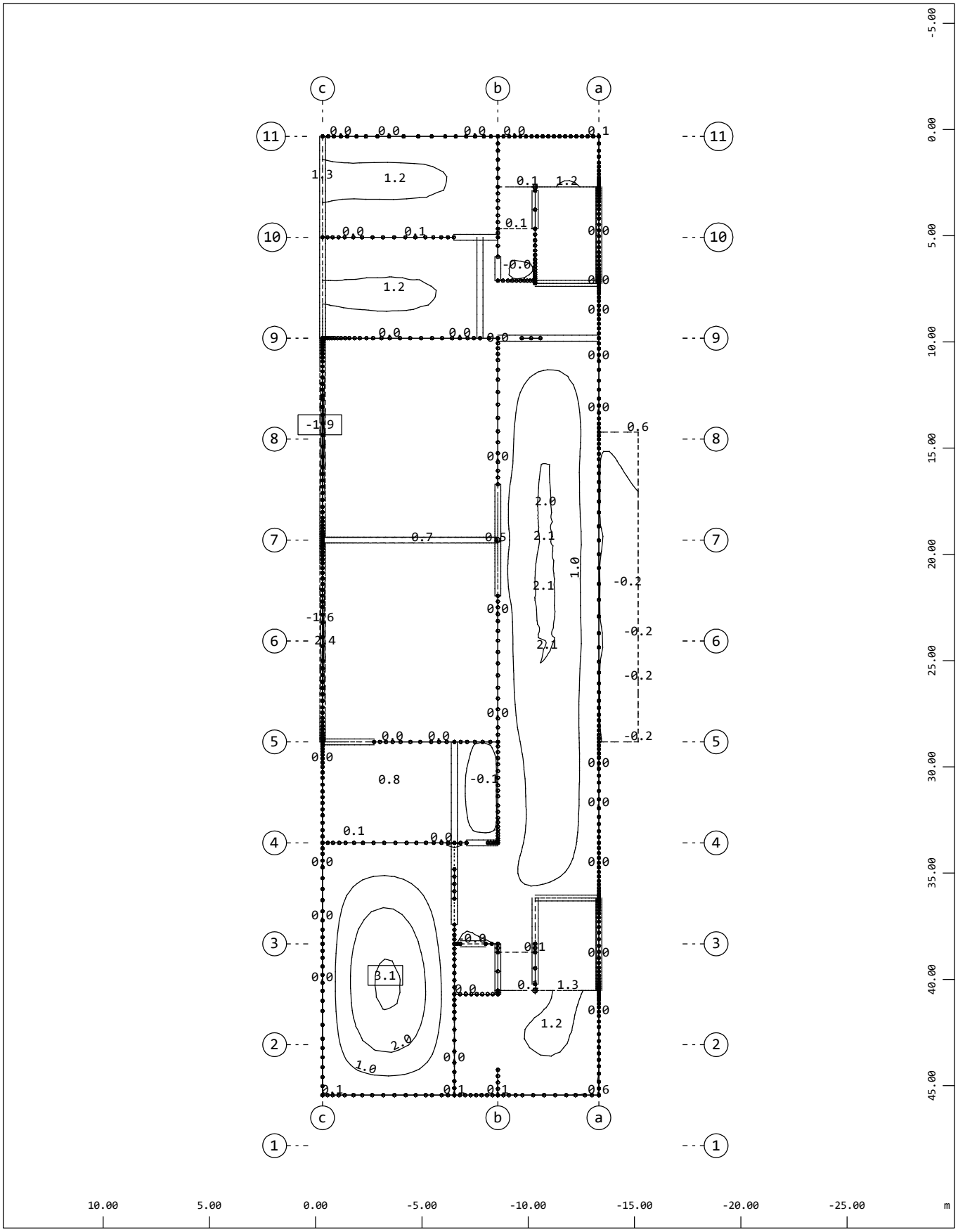
Decke über UG JFE_MAXIM
Verformungen



Knotenverschiebung in global Z ⬡, Lastfall 200 Nutzlast Q LF21 bis LF30 , von -0.453 M 1 : 250
bis 1.75 Stufen 1.00 mm

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Verformungen

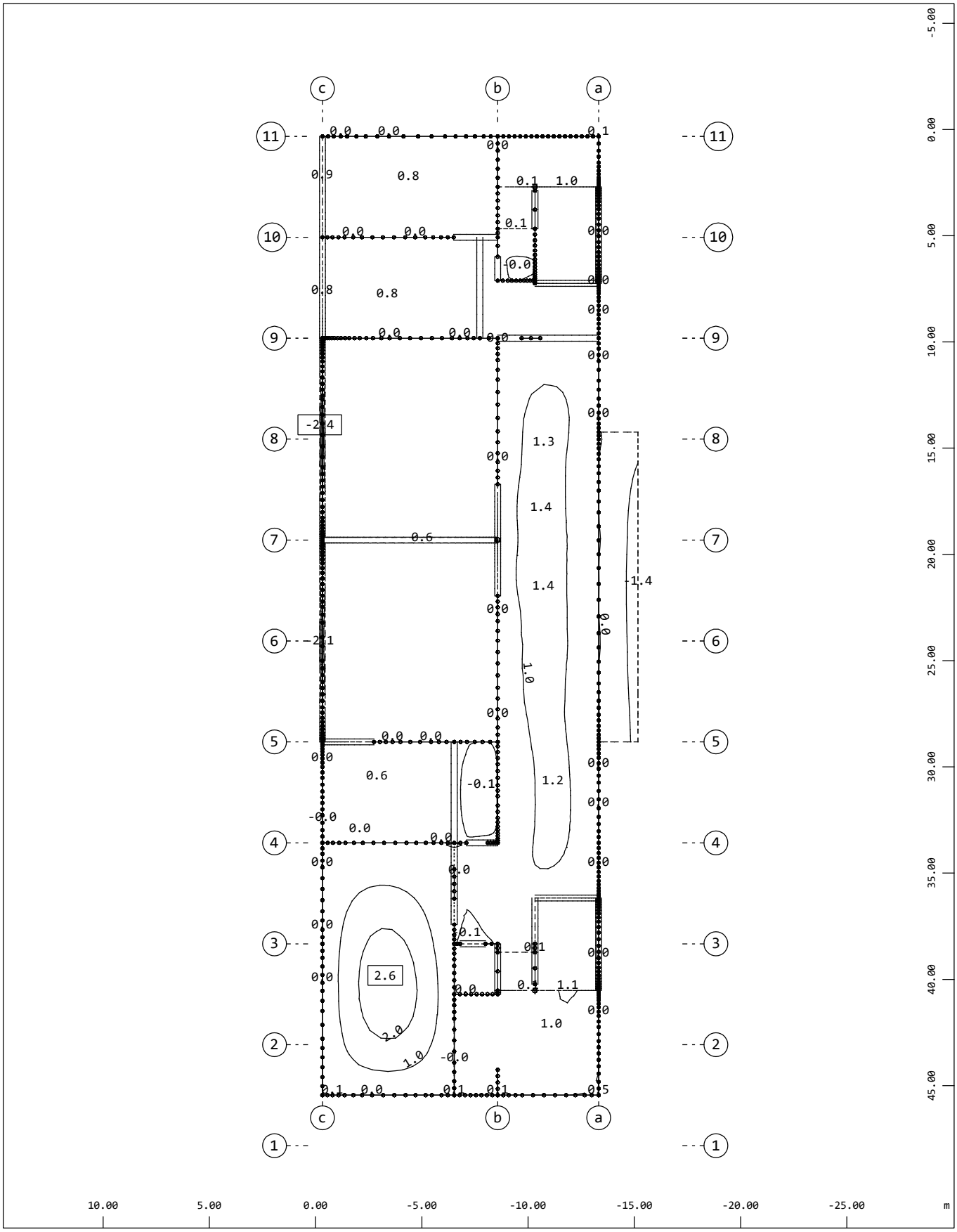


Knotenverschiebung in global Z , Lastfall 1375 MAXP-UZ KNOT Knotenverschiebunge , von
-1.89 bis 3.14 Stufen 1.00 mm

M 1 : 250

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Verformungen



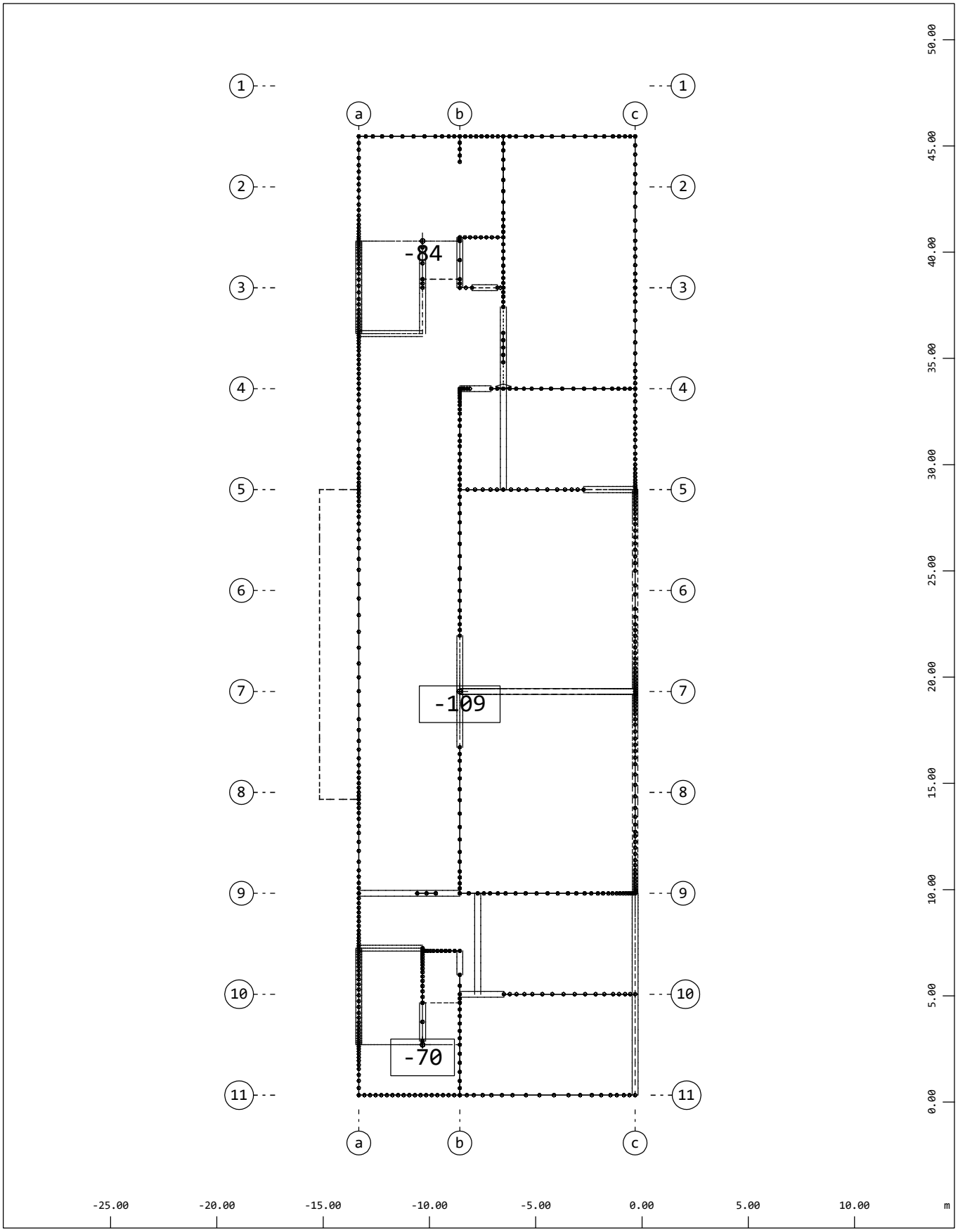
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Y—Z
X

Knotenverschiebung in global Z , Lastfall 1376 MINP-UZ KNOT Knotenverschiebunge , von
-2.39 bis 2.57 Stufen 1.00 mm

M 1 : 250

Decke über UG JFE_MAXIM
Stützenlasten



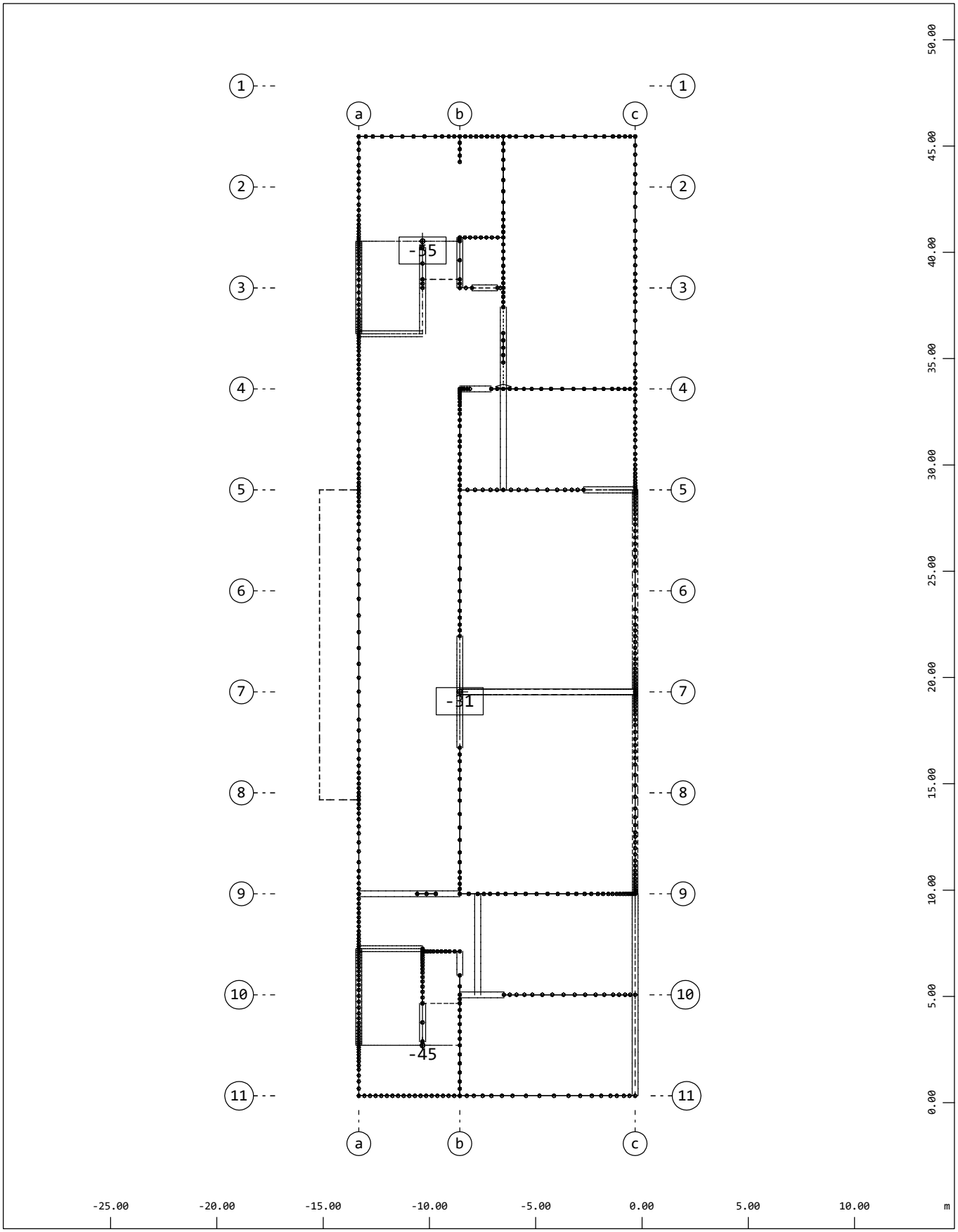
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

X
Z Y

Auflagerfedern , Federkraft in global Z in kN, Lastfall 100 LF10 + LF11 + LF12 + LF13
(Min=-109.4) (Max=0) (Summe: -263.3)

M 1 : 250

Decke über UG JFE_MAXIM
Stützenlasten

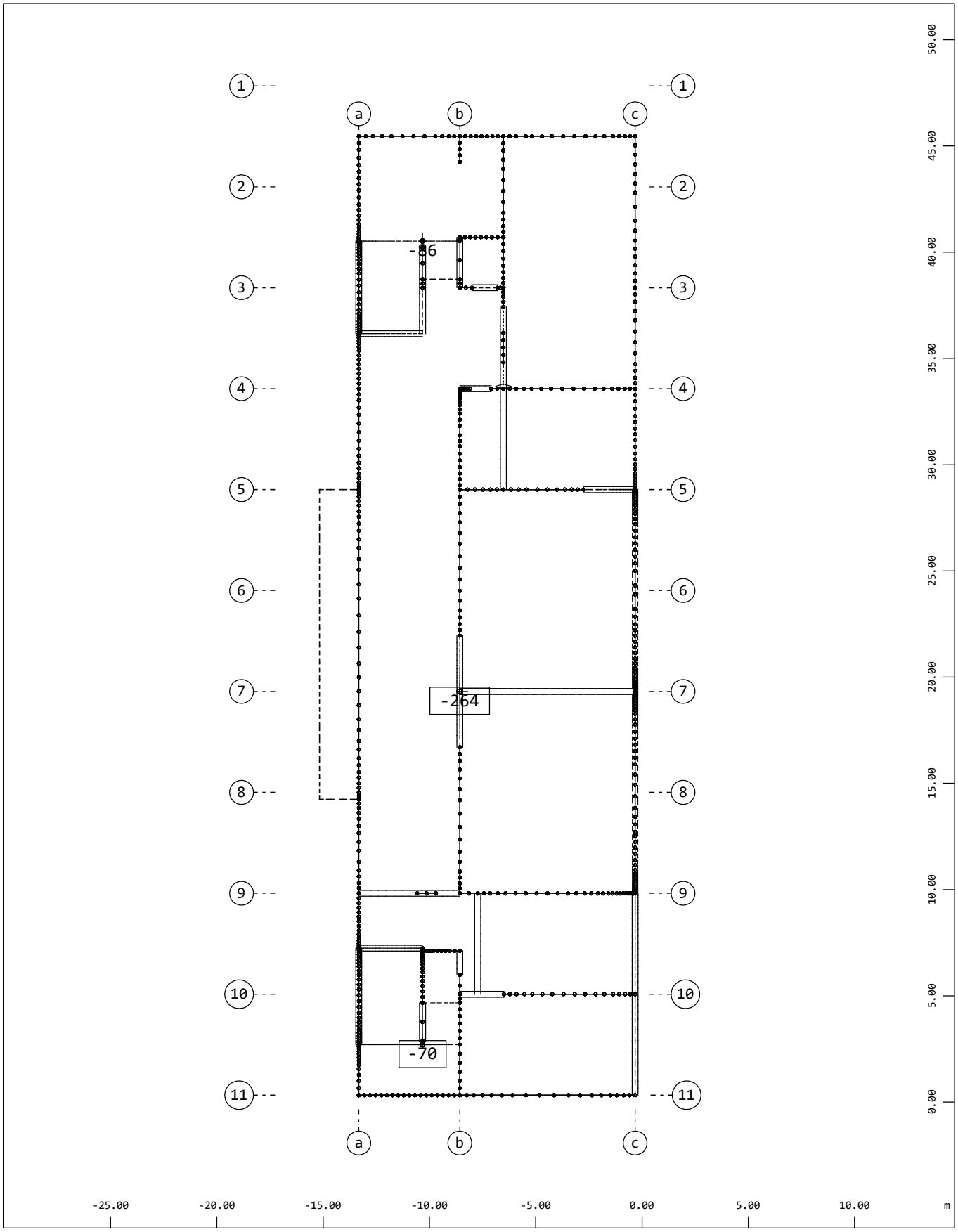


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Auflagerfedern , Federkraft in global Z in kN, Lastfall 200 Nutzlast Q LF21 bis LF30
(Min=-55.4) (Max=0) (Summe: -131.0)

M 1 : 250

Decke über UG JFE_MAXIM
Stützenlasten



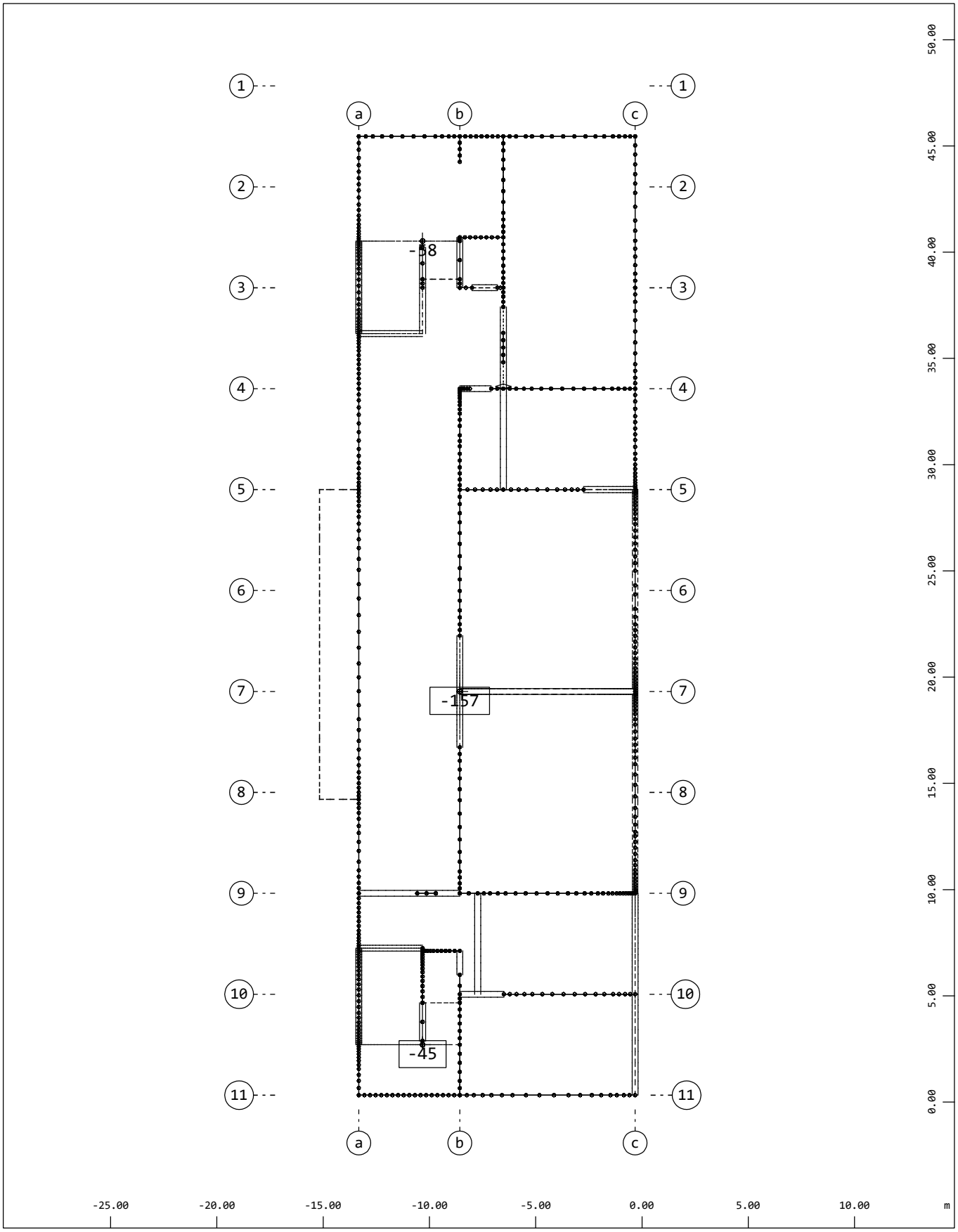
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

X
Z Y

Auflagerfedern , Federkraft in global Z in kN, Lastfall 1001 G Gesamtsumme
(Min=-264.3) (Max=0) (Summe: -420.1)

M 1 : 250

Decke über UG JFE_MAXIM
Stützenlasten



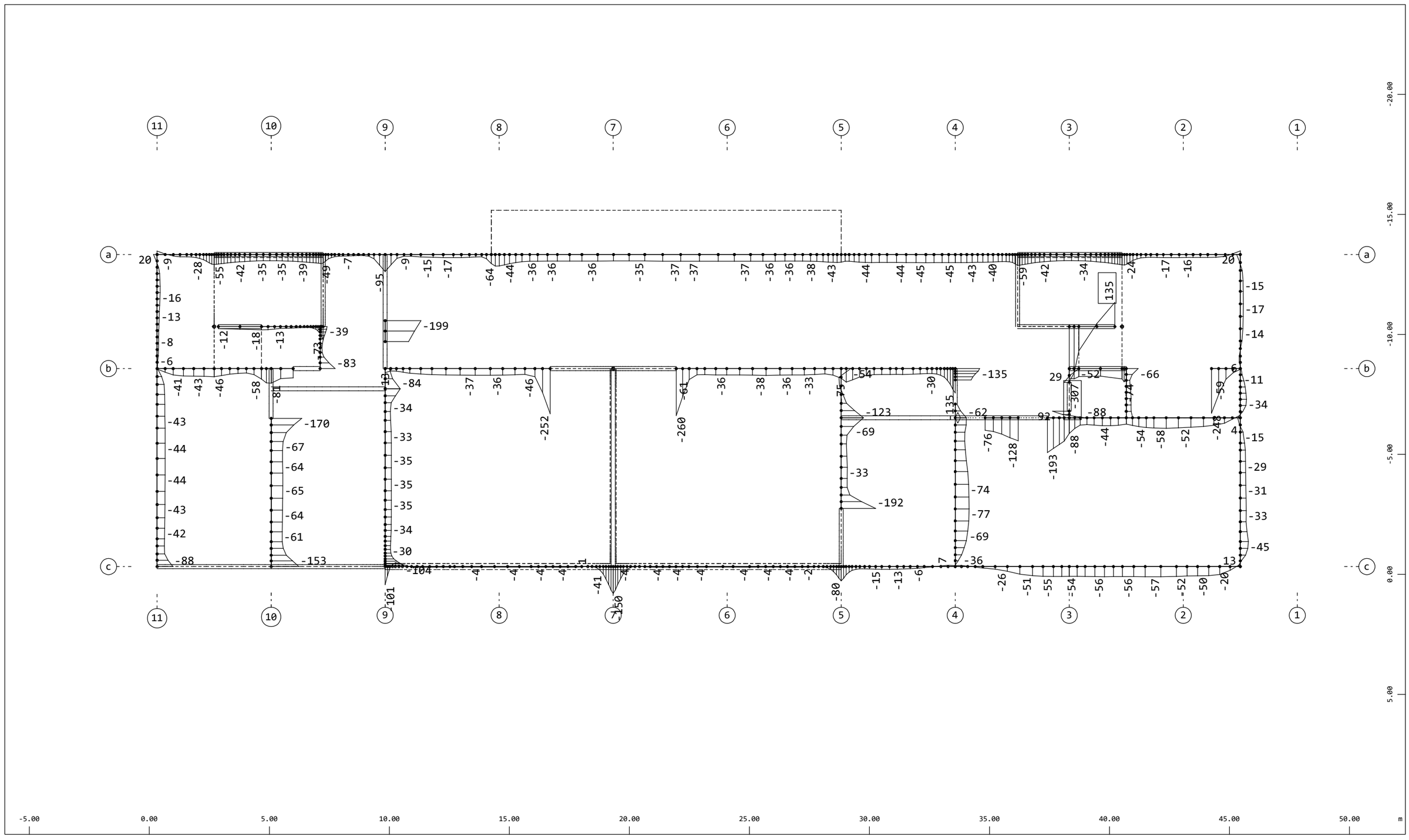
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

X
Z Y

Auflagerfedern , Federkraft in global Z in kN, Lastfall 2001 Q Gesamtsumme
(Min=-156.6) (Max=0) (Summe: -259.1)

M 1 : 250

Decke über UG JFE_MAXIM
Auflagerkräfte

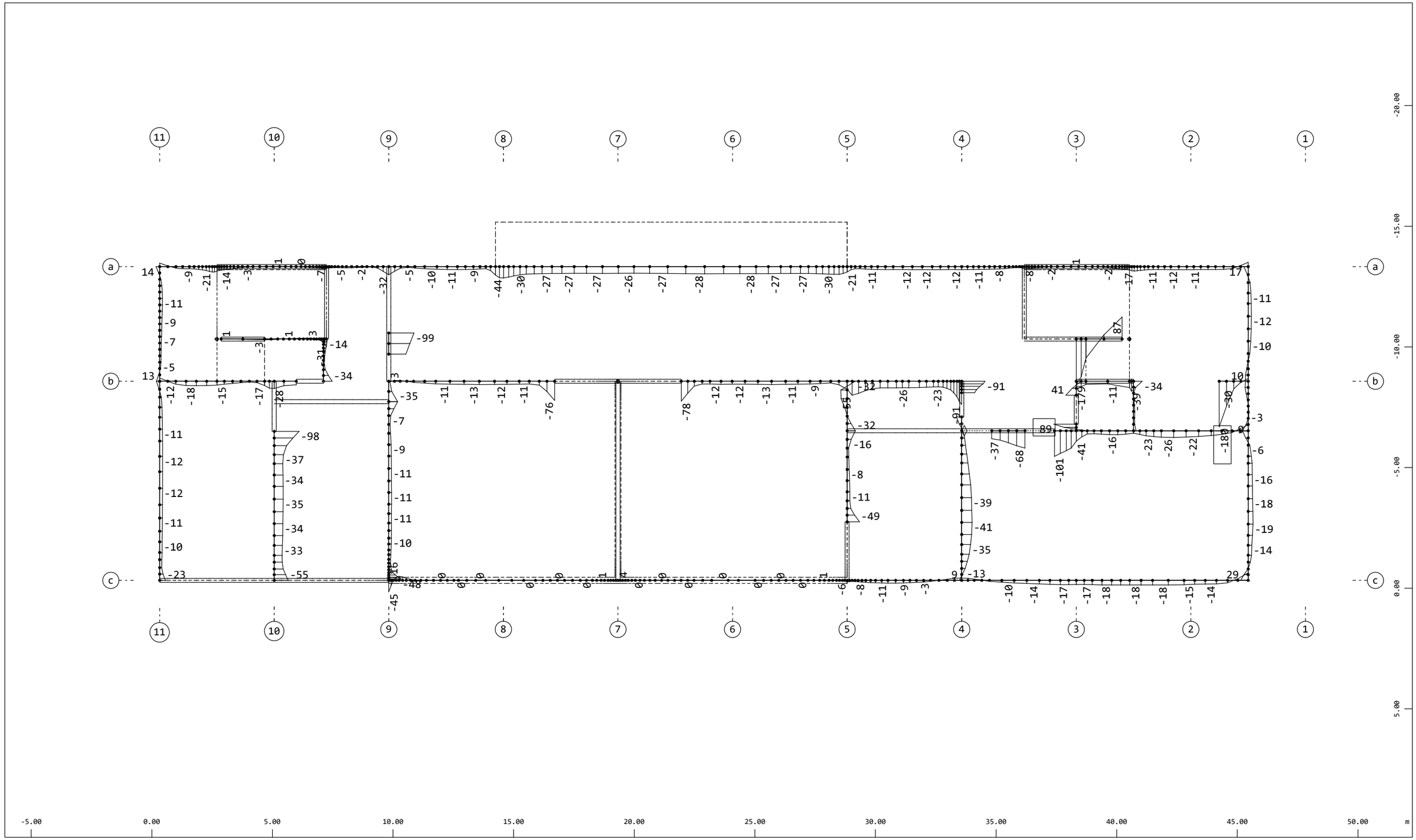


Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 100 LF10 + LF11 + LF12 + LF13 , 1 cm im Raum = 200.0 kN/m (Min=-306.8) (Max=134.6)

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Auflagerkräfte

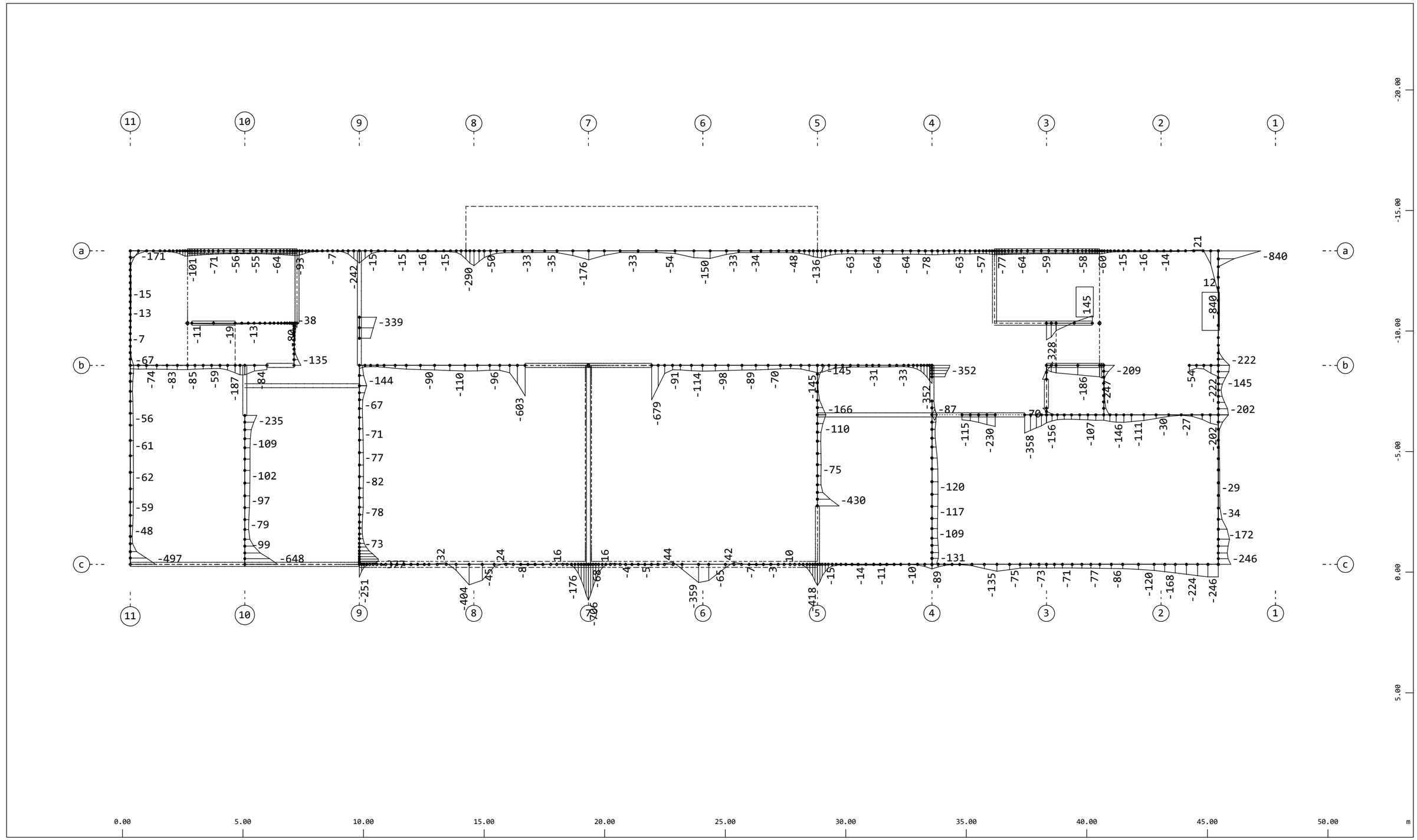


Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 200 Nutzlast Q LF21 bis LF30 , 1 cm im Raum = 143.0 kN/m (Min=-180.1) (Max=88.6)

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Auflagerkräfte

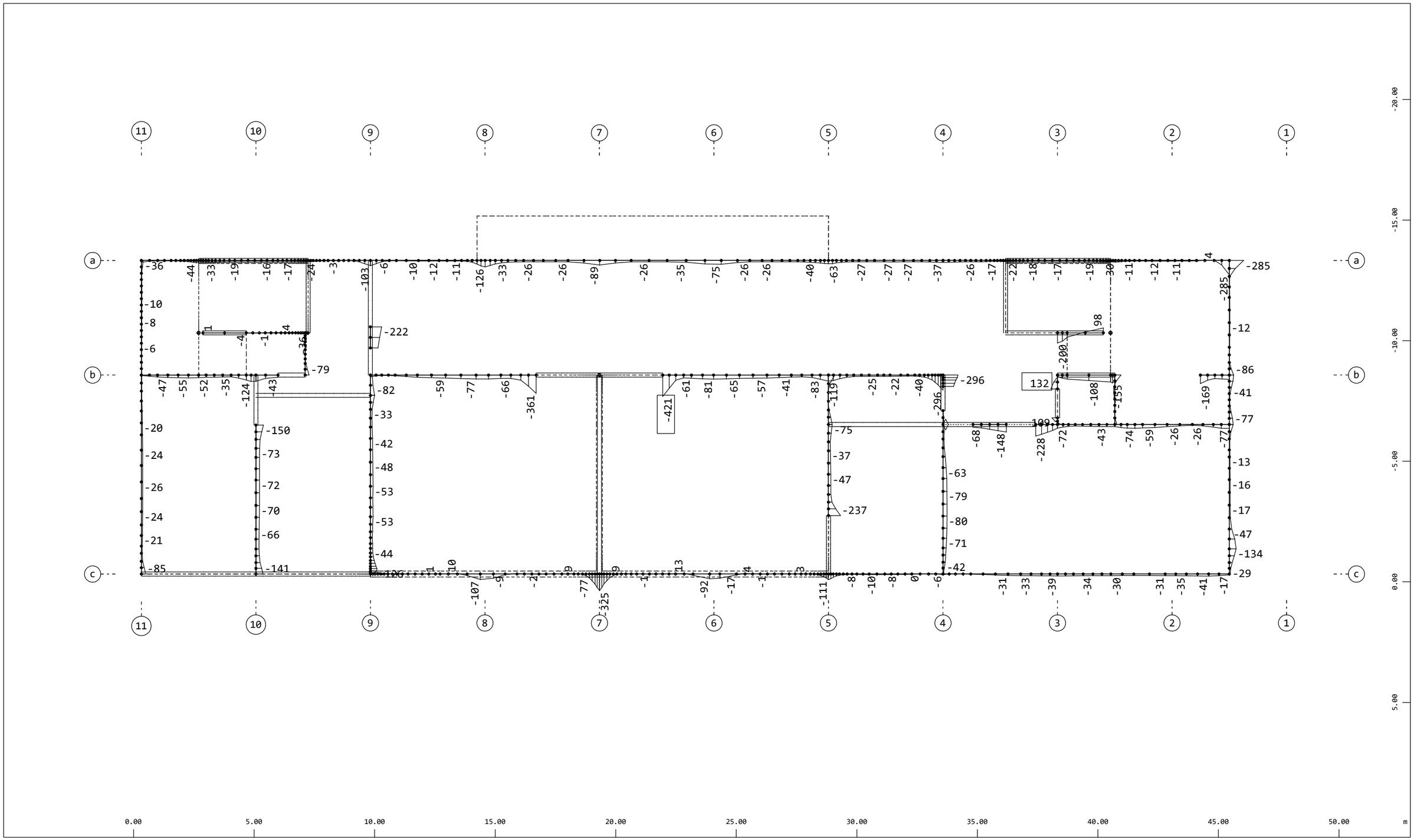


Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 1001 G Gesamtsumme , 1 cm im Raum = 714.8 kN/m (Min=-840.3) (Max=145.2)

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Auflagerkräfte



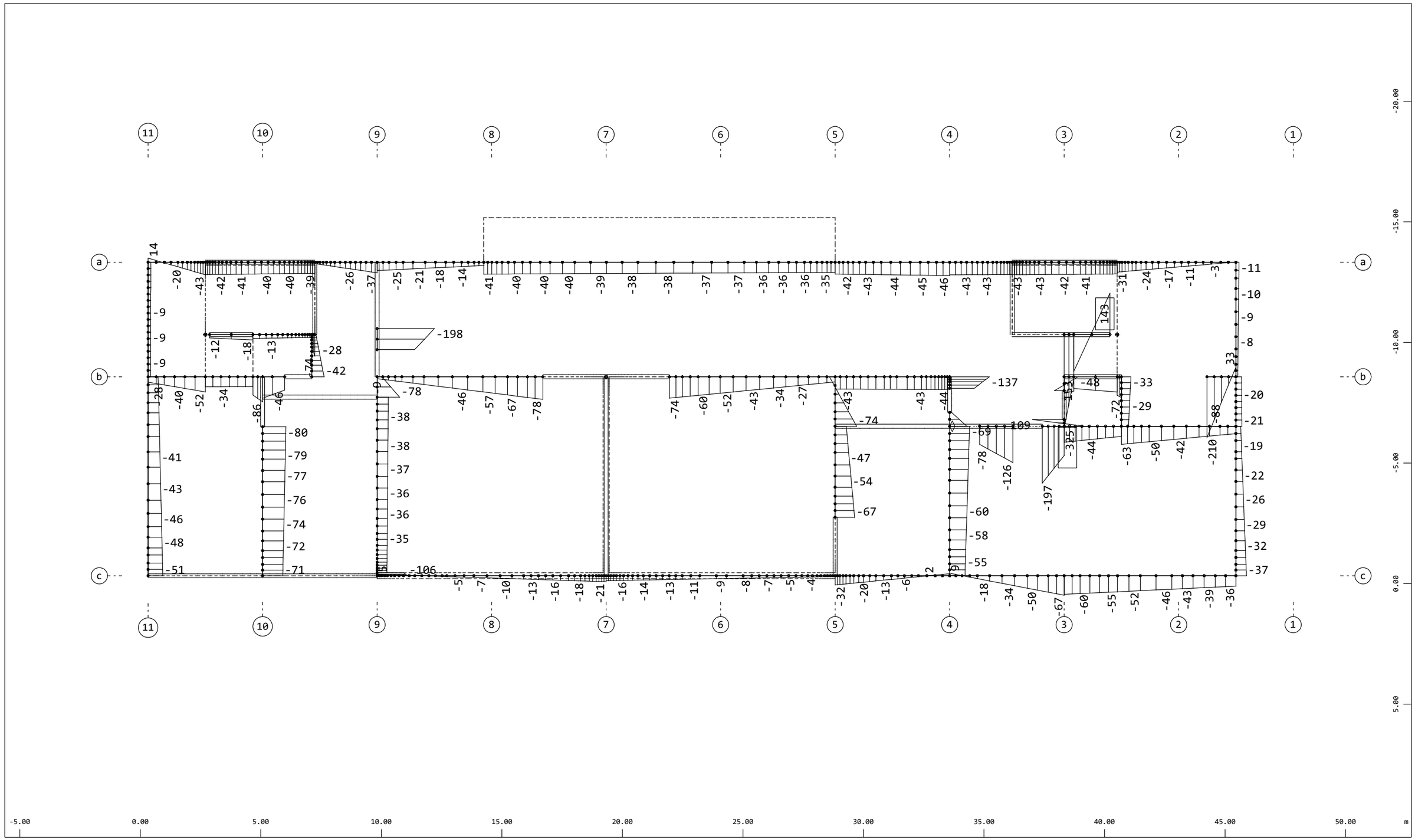
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 2001 Q Gesamtsumme , 1 cm im Raum = 714.8 kN/m (Min=-420.9) (Max=132.0)

M 1 : 150

Z
Y X

Decke über UG JFE_MAXIM
Auflagerkräfte



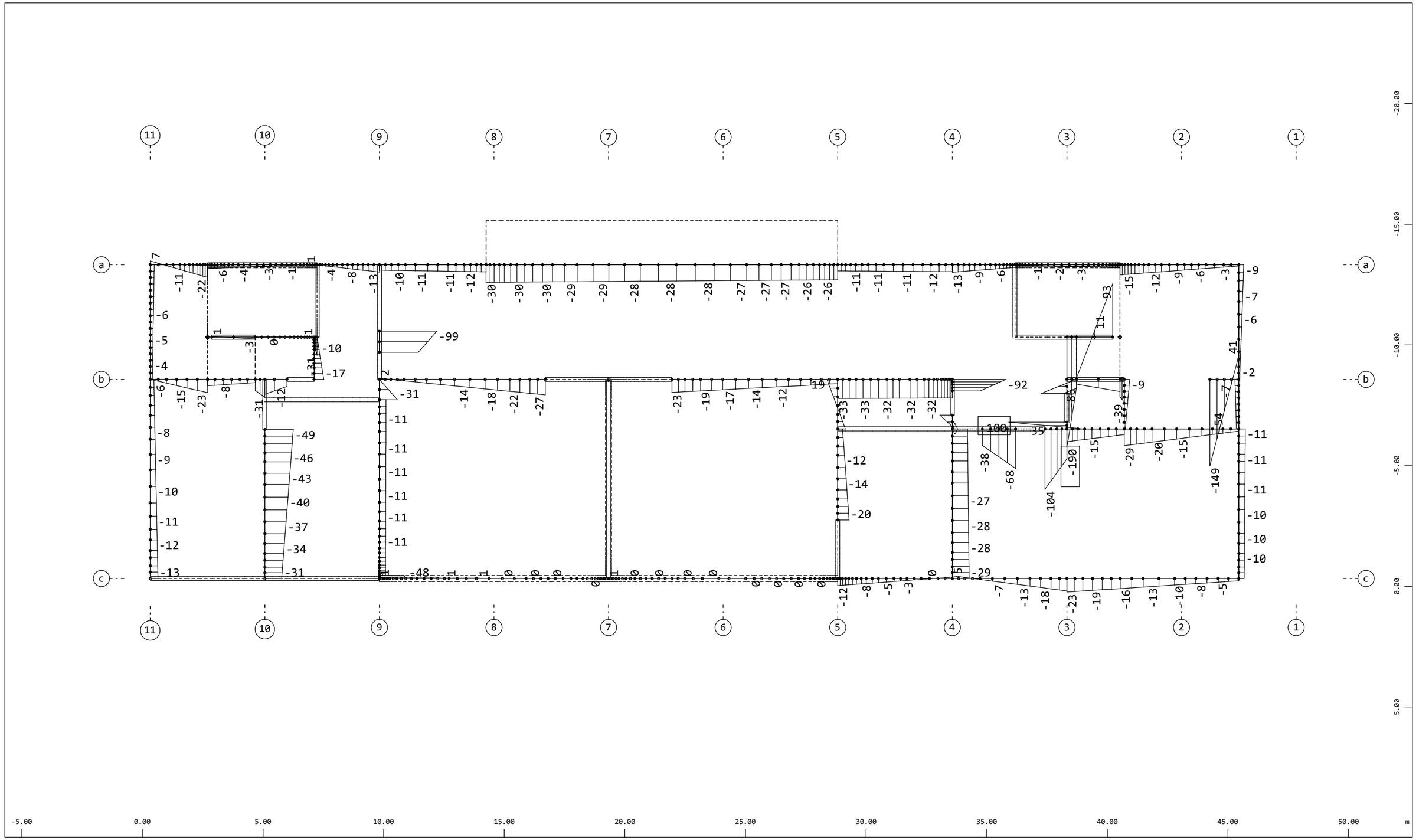
Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 100 LF10 + LF11 + LF12 + LF13 , 1 cm im Raum = 125.0 kN/m (Min=-324.6) (Max=143.1)

Z X Y

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Auflagerkräfte



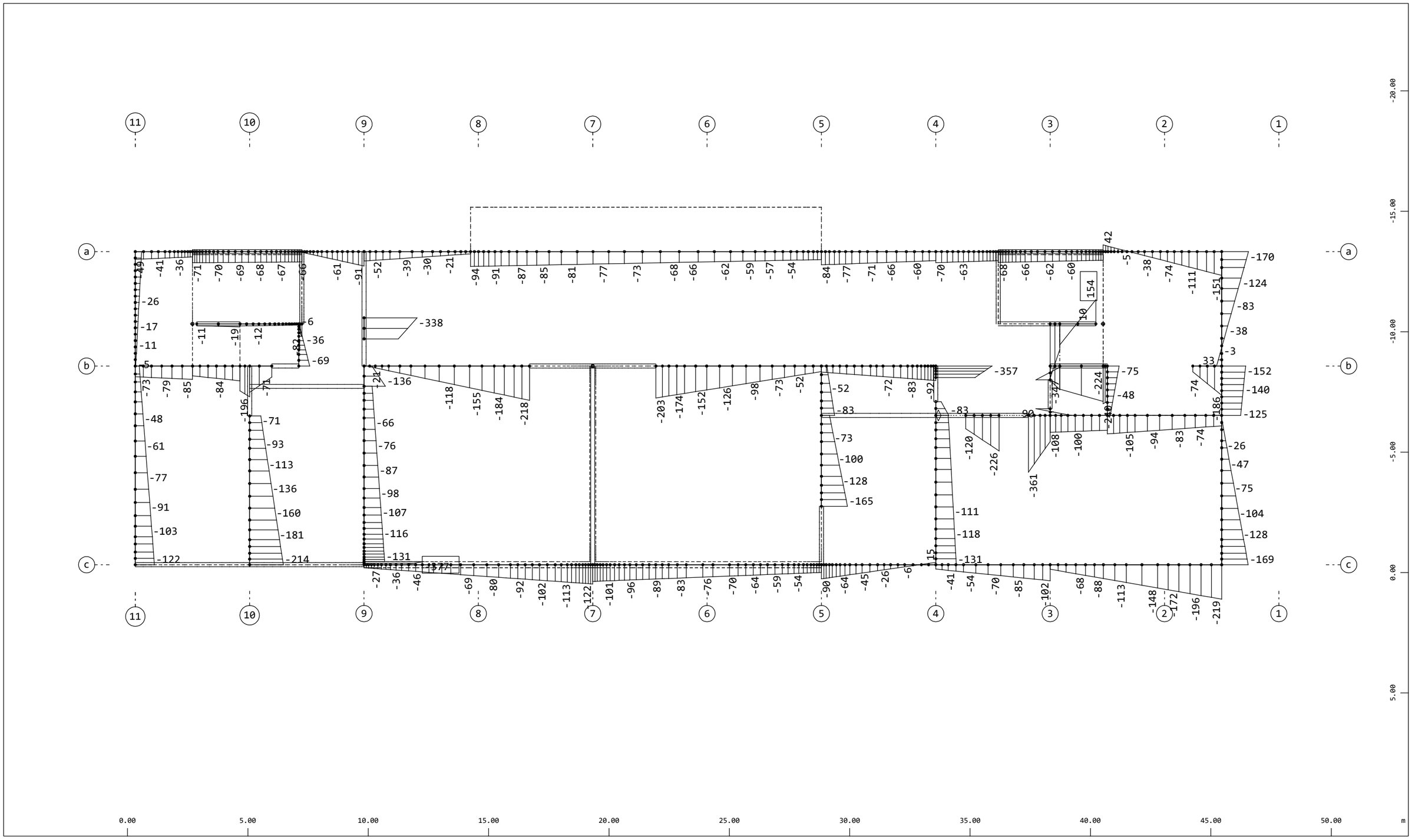
Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 200 Nutzlast Q LF21 bis LF30 , 1 cm im Raum = 62.5 kN/m (Min=-190.2) (Max=100.4)

Z X
Y

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Auflagerkräfte



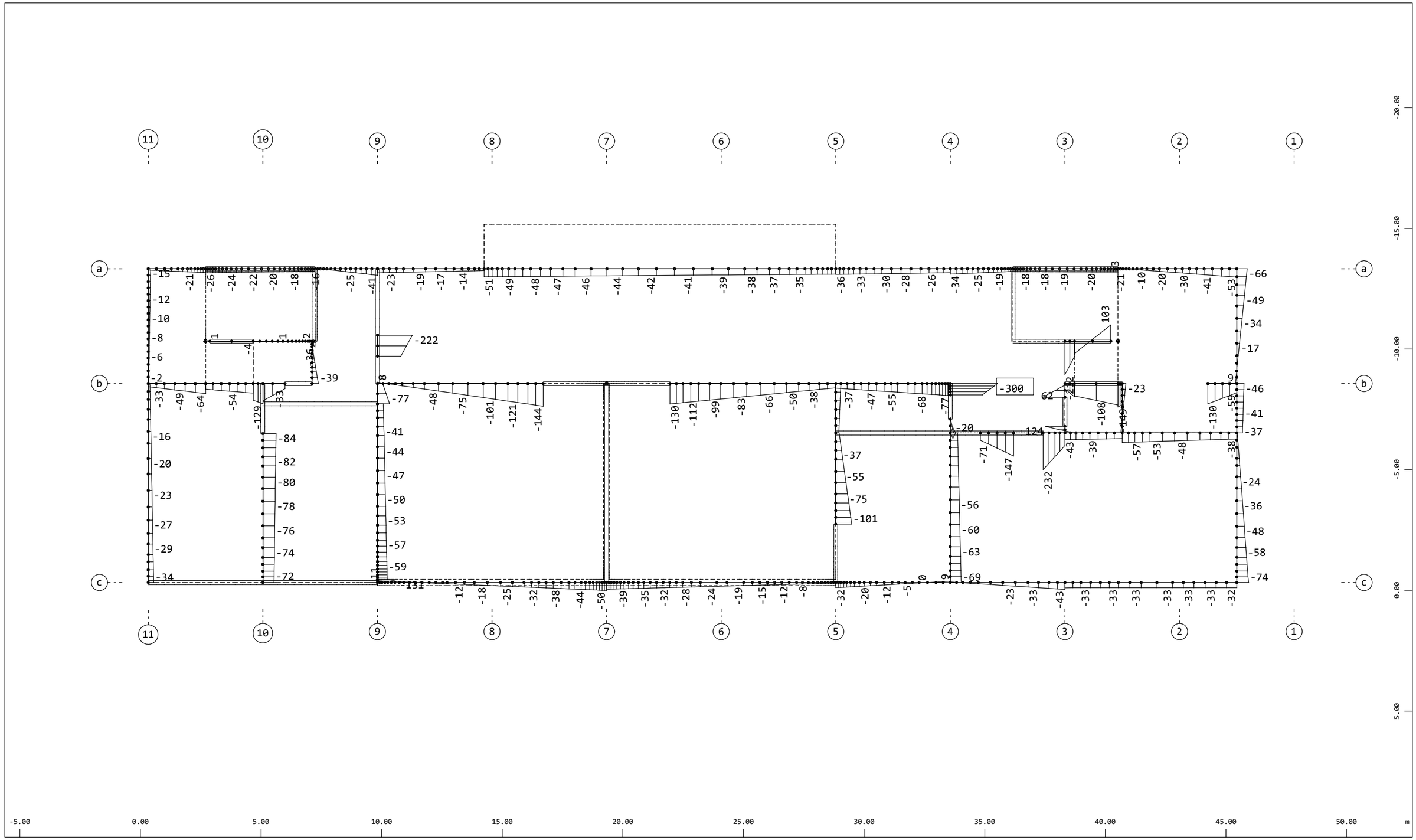
Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 1001 G Gesamtsumme , 1 cm im Raum = 229.7 kN/m (Min=-376.8) (Max=154.4)

M 1 : 150

Z X
Y

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Auflagerkräfte



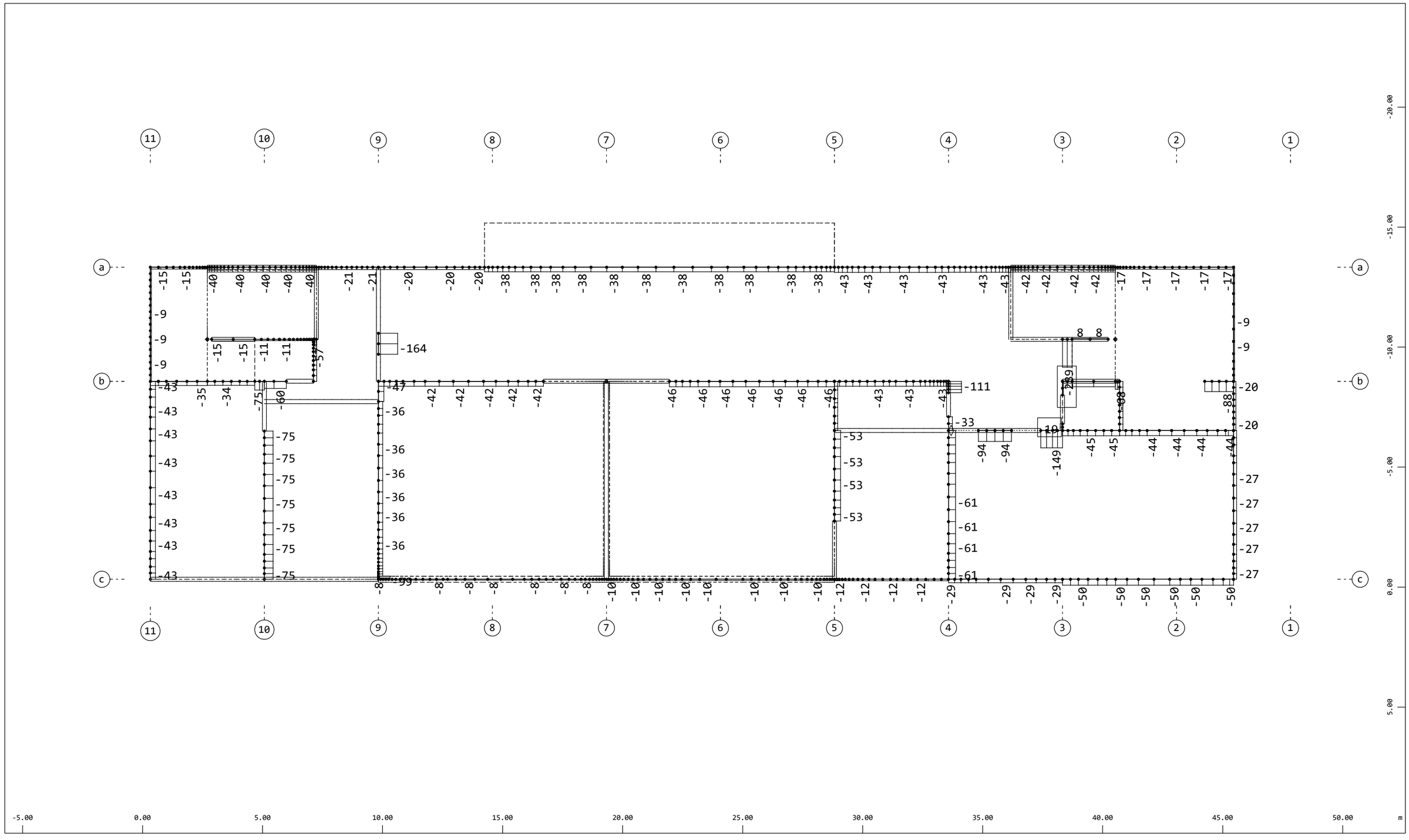
Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 2001 Q Gesamtsumme , 1 cm im Raum = 229.7 kN/m (Min=-300.3) (Max=143.1)

M 1 : 150

Z X
Y

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Auflagerkräfte

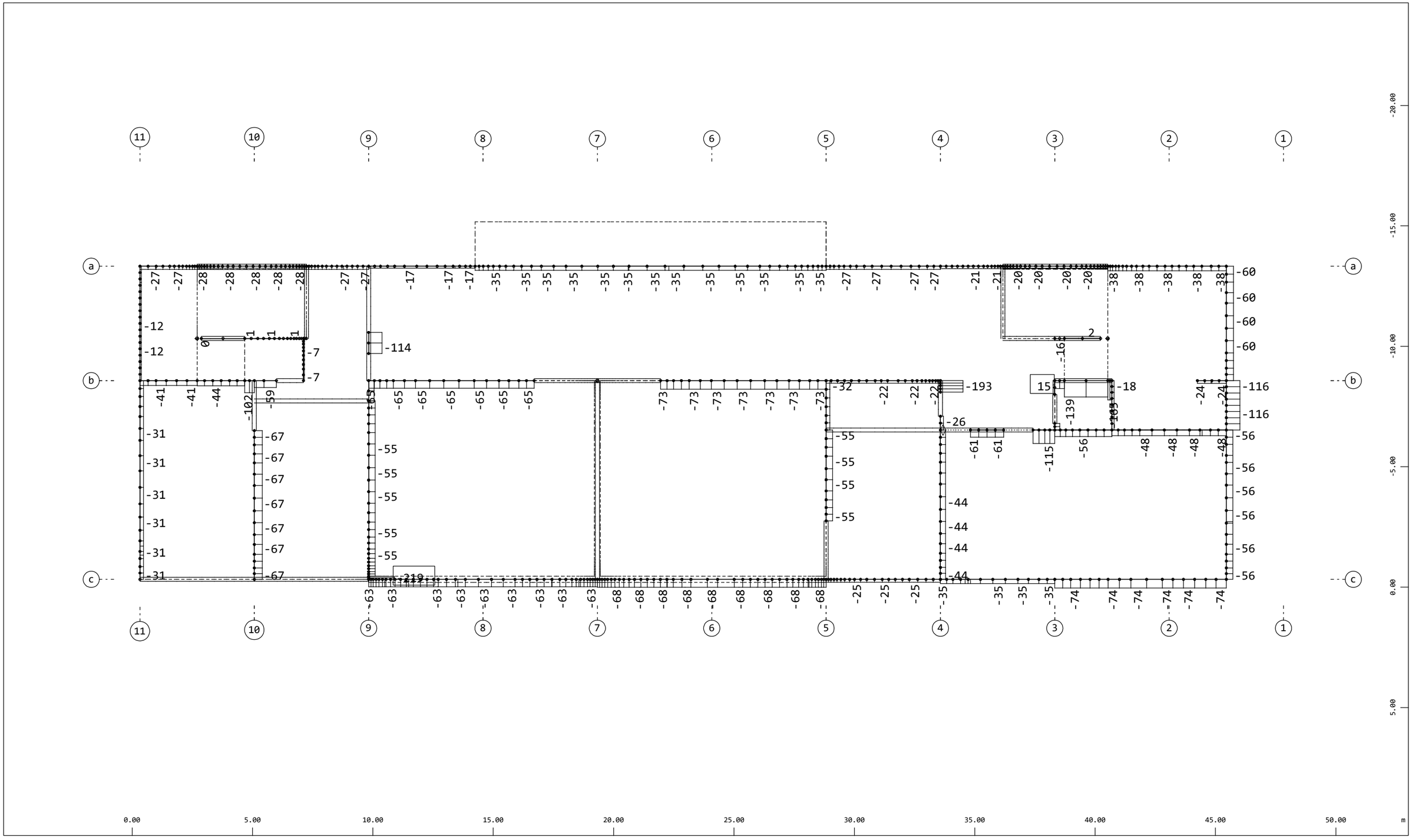


Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 100 LF10 + LF11 + LF12 + LF13 , 1 cm im Raum = 307.8 kN/m (Min=-238.8) (Max=19.2)

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Auflagerkräfte

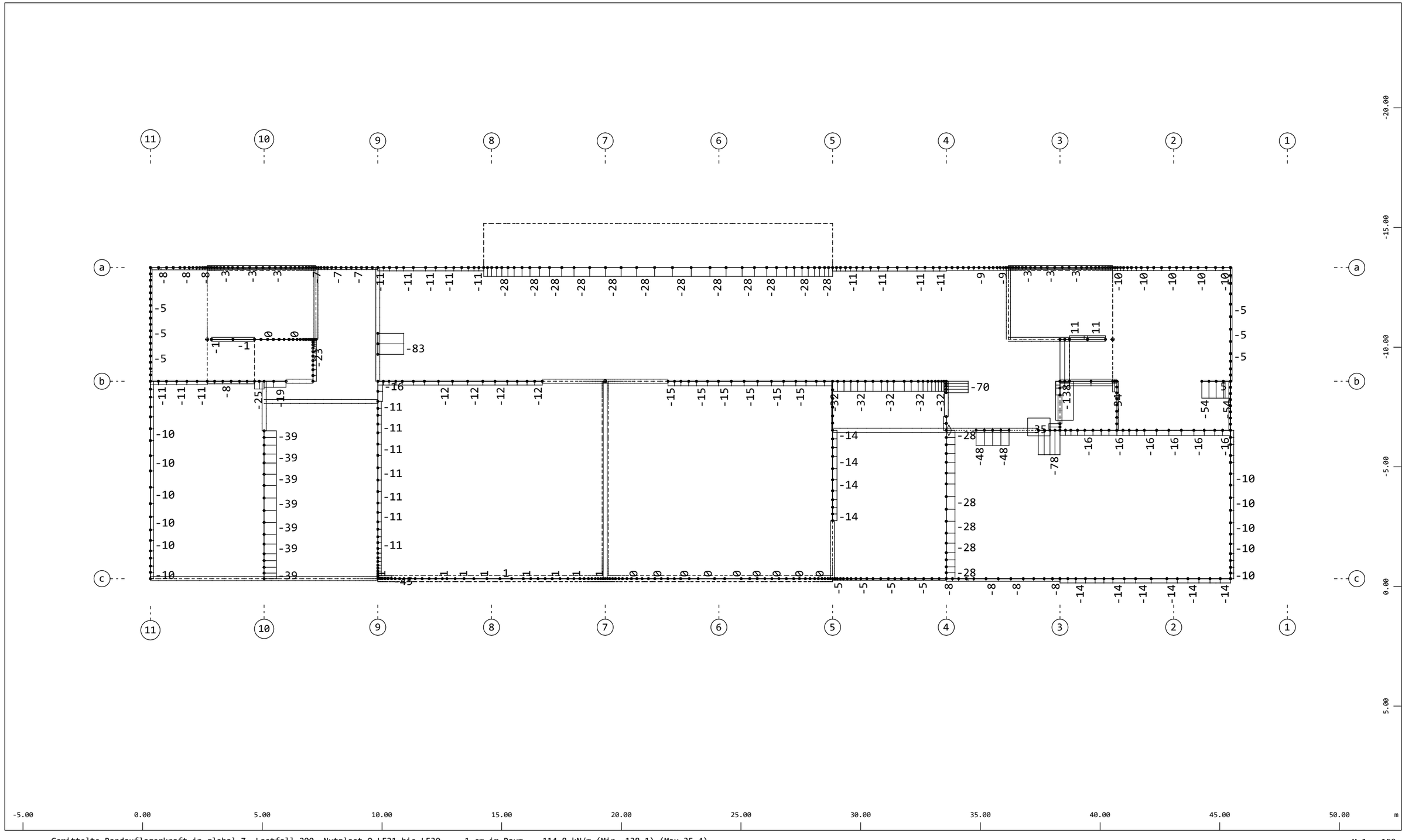


Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 101 G_EG_Dach_Import , 1 cm im Raum = 307.8 kN/m (Min=-219.3) (Max=14.9)

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Auflagerkräfte



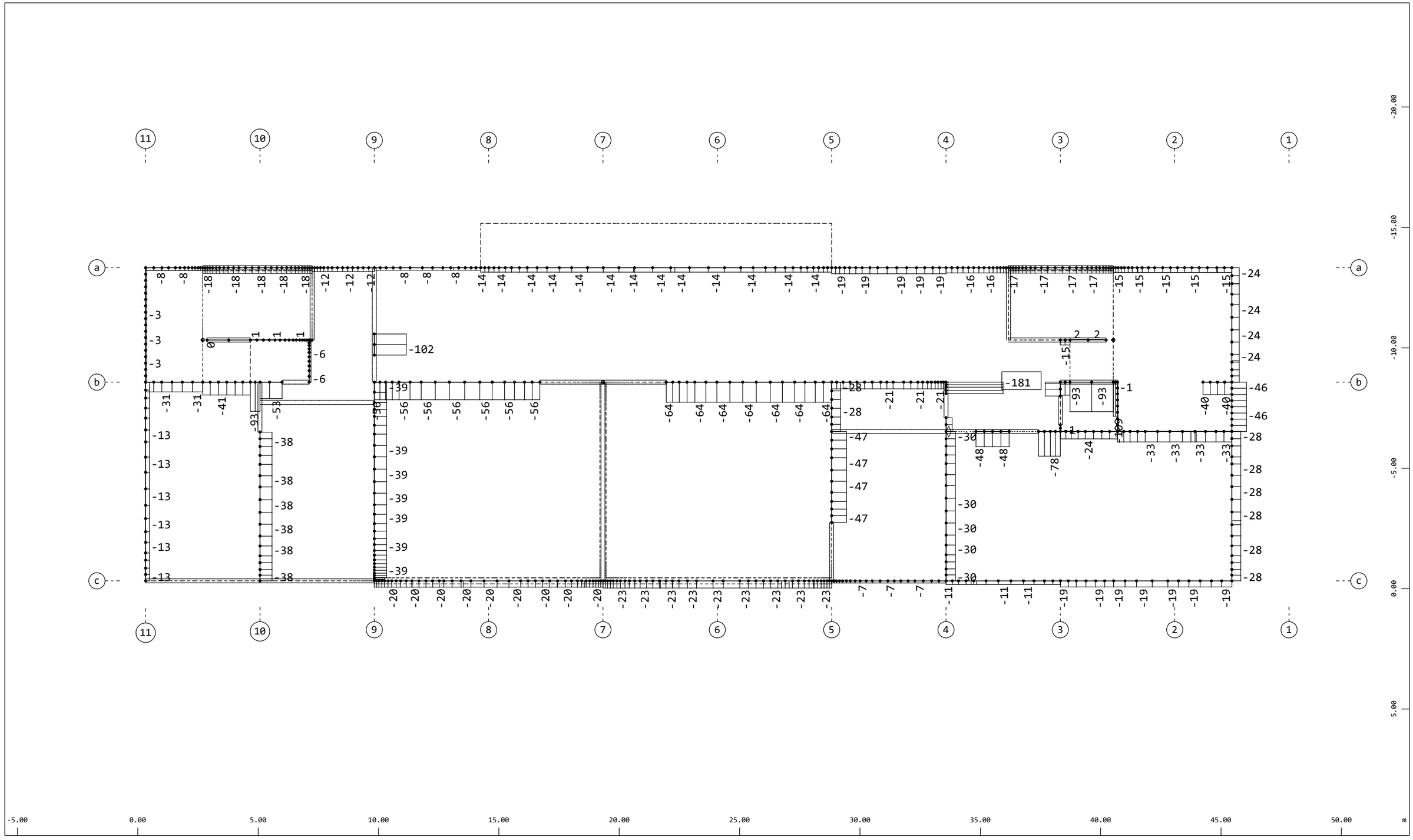
Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 200 Nutzlast Q LF21 bis LF30 , 1 cm im Raum = 114.8 kN/m (Min=-138.1) (Max=35.4)

M 1 : 150

Z X
Y

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Auflagerkräfte



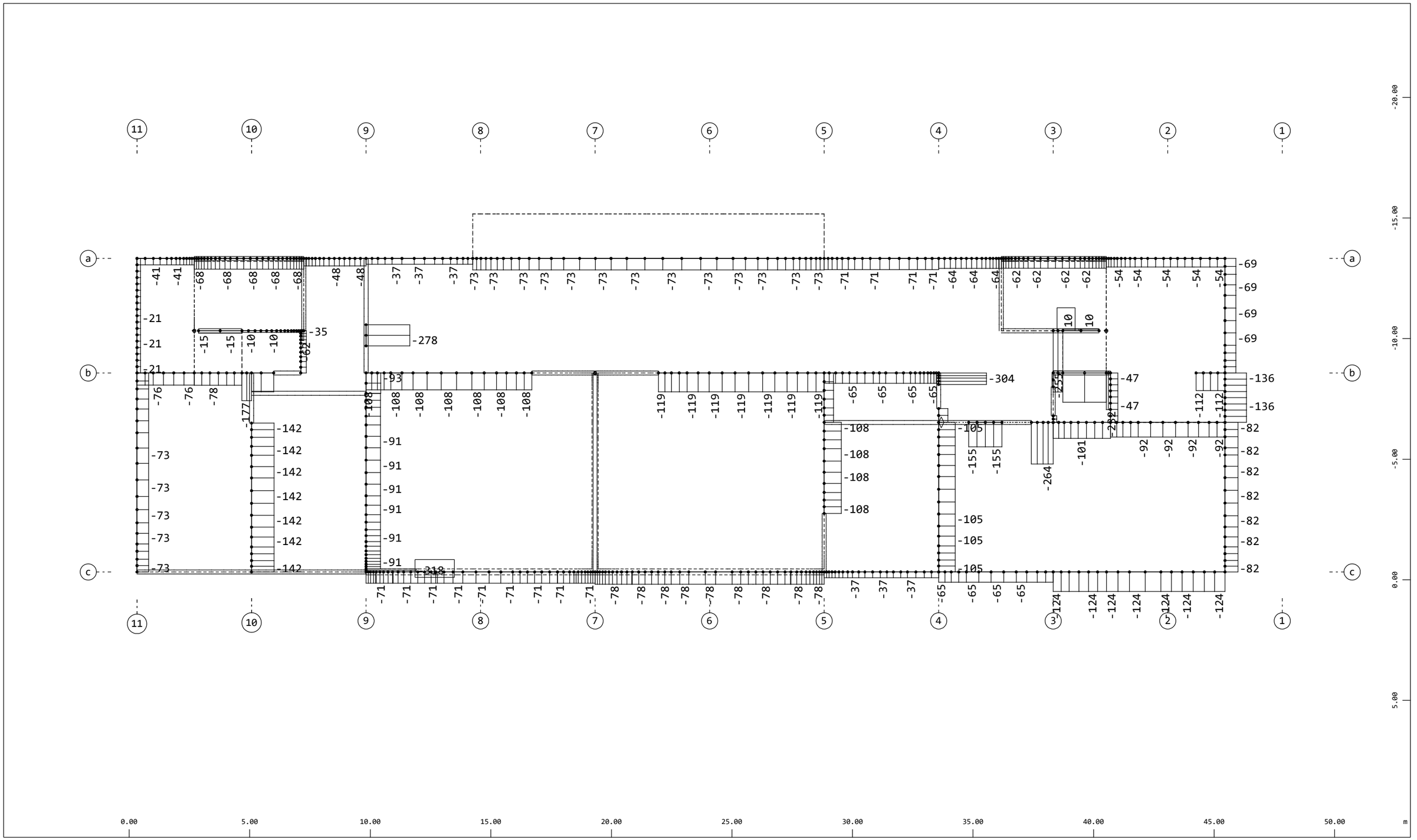
Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 201 Q_EG_Dach_Import , 1 cm im Raum = 114.8 kN/m (Min=-181.3) (Max=47.9)

Z
X
Y

M 1 : 150

SOFISTIK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Auflagerkräfte

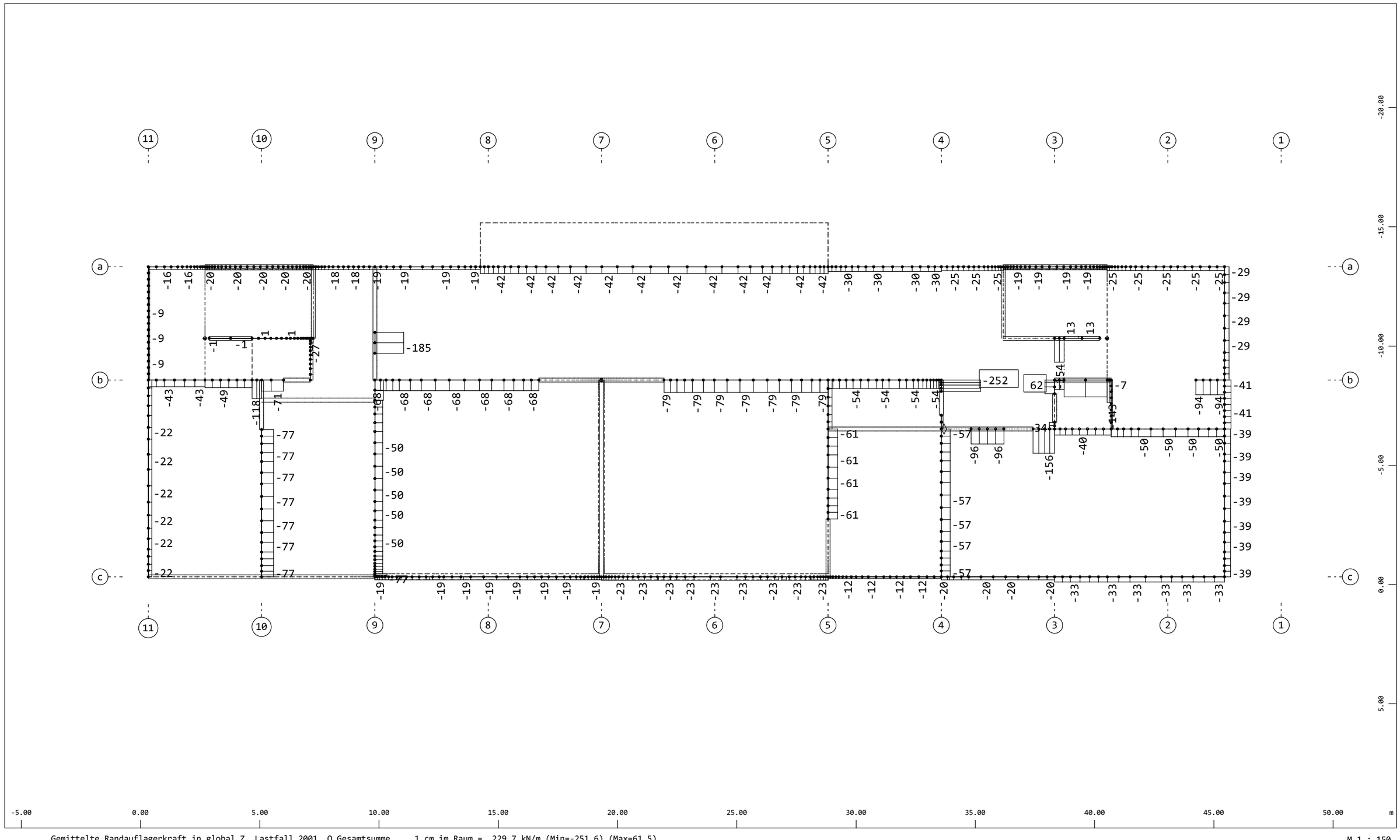


Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 1001 G Gesamtsumme , 1 cm im Raum = 229.7 kN/m (Min=-317.9) (Max=9.99)

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Auflagerkräfte



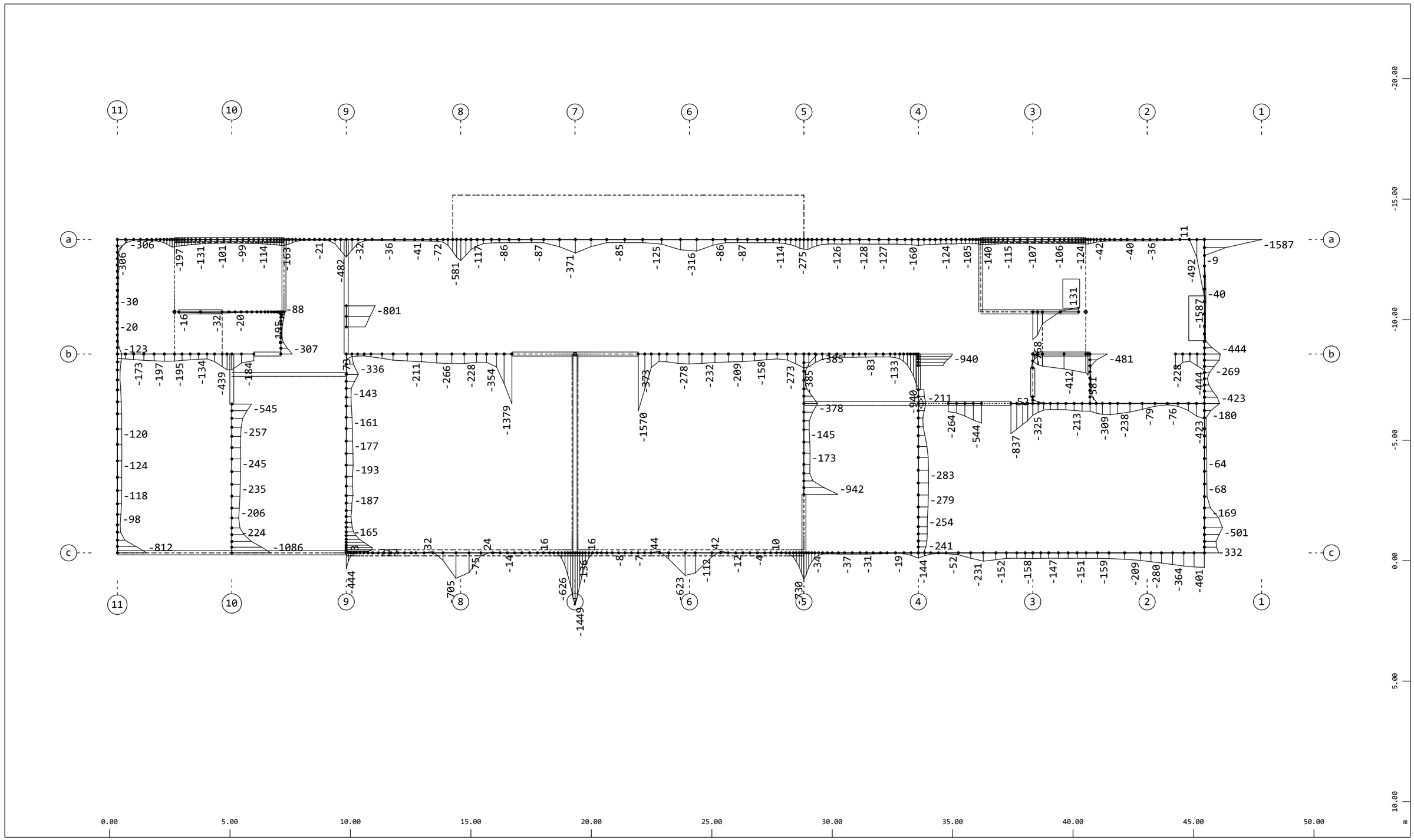
Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 2001 Q Gesamtsumme , 1 cm im Raum = 229.7 kN/m (Min=-251.6) (Max=61.5)

M 1 : 150

Z X
Y

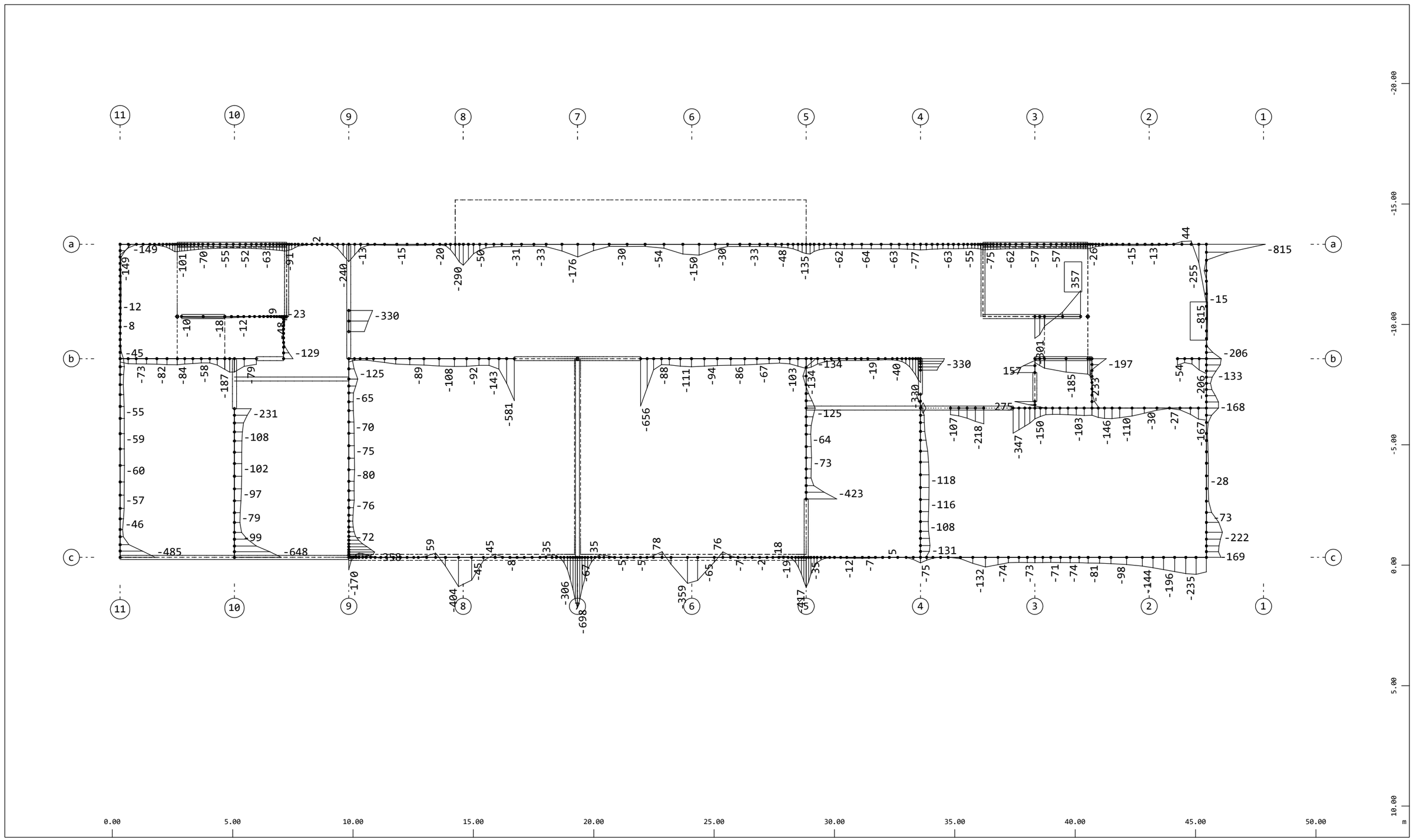
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Auflagerkräfte



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Auflagerkräfte



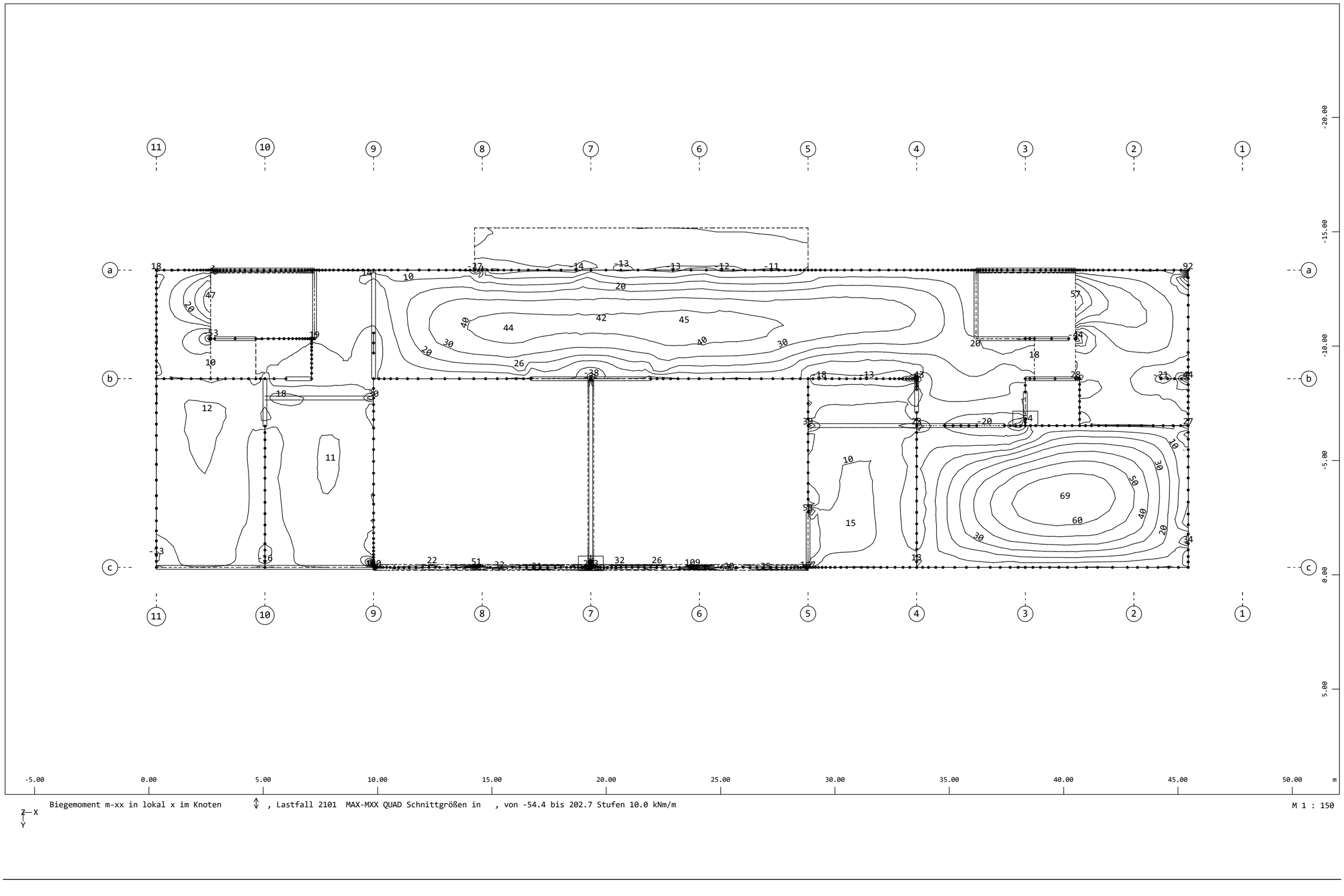
Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 2167 MAX-PZ RAND Verteilte Auflagerre , 1 cm im Raum = 500.0 kN/m (Min=-814.7) (Max=357.0)

M 1 : 150

Z
X
Y

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Schnittgrößen

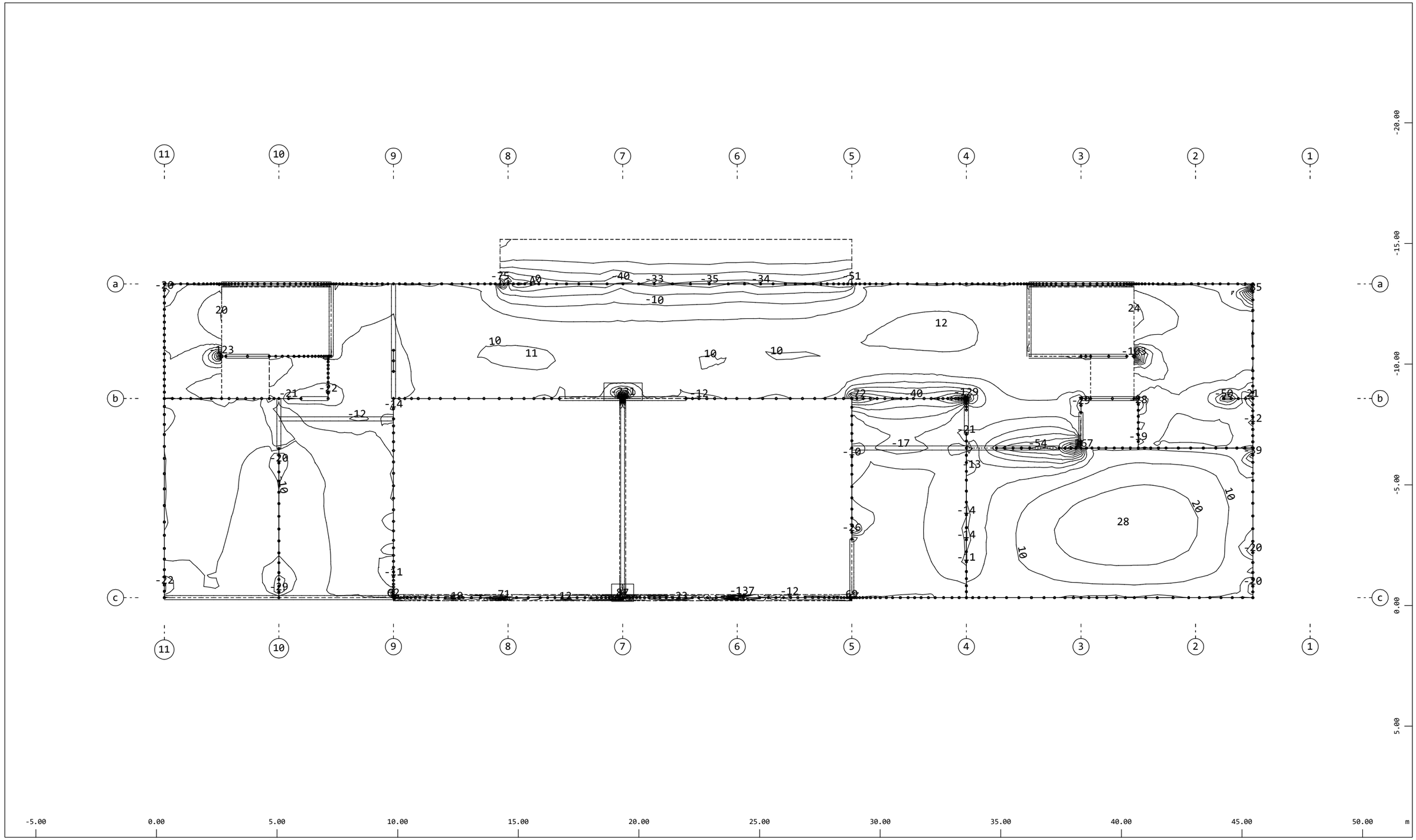


Biegemoment m-xx in lokal x im Knoten , Lastfall 2101 MAX-MXX QUAD Schnittgrößen in , von -54.4 bis 202.7 Stufen 10.0 kNm/m

M 1 : 150

SOFISTIK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Schnittgrößen

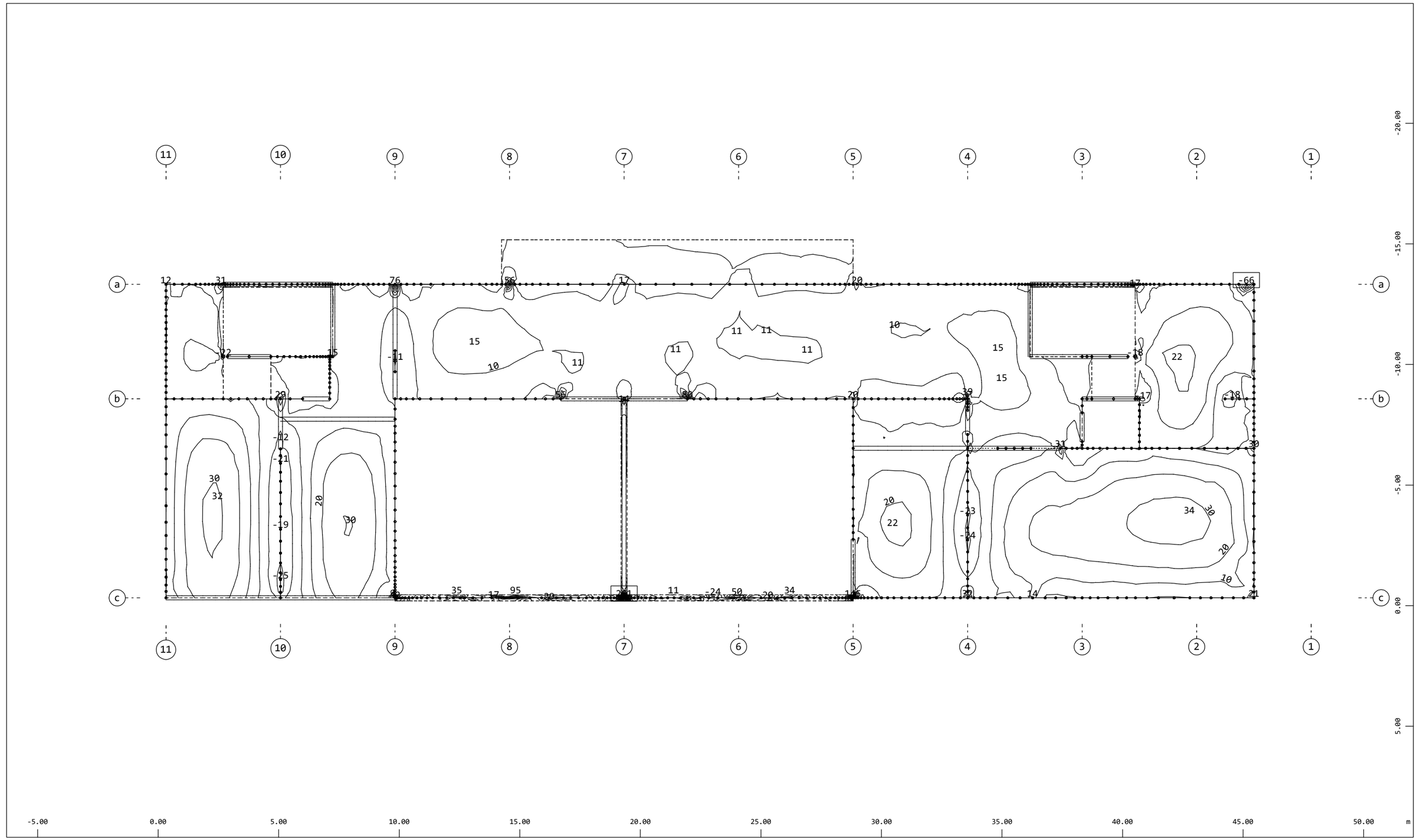


Biegemoment m-xx in lokal x im Knoten , Lastfall 2102 MIN-MXX QUAD Schnittgrößen in , von -231.4 bis 86.6 Stufen 10.0 kNm/m

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Schnittgrößen



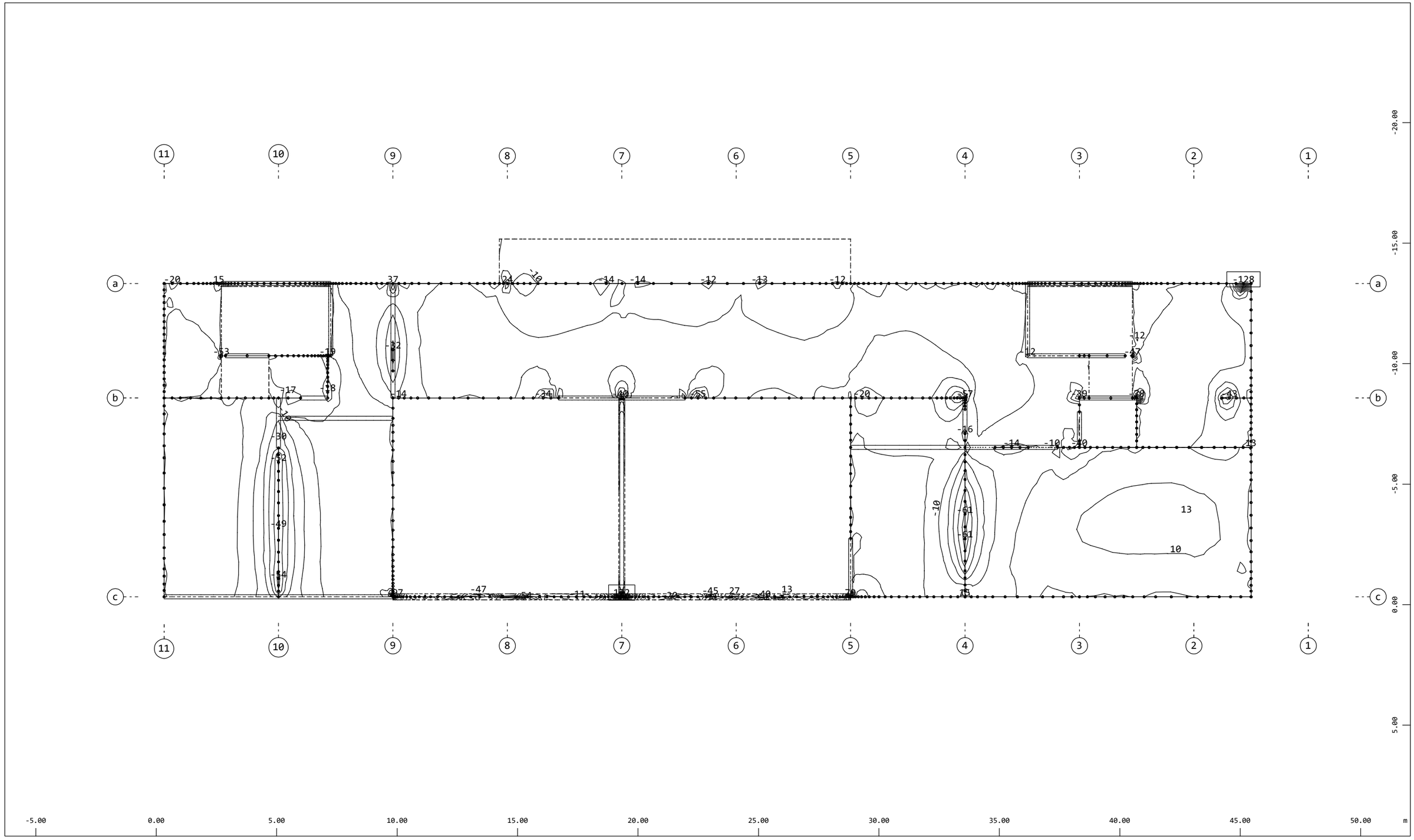
Biegemoment m-yy in lokal y im Knoten ↔, Lastfall 2103 MAX-MYY QUAD Schnittgrößen in , von -66.3 bis 260.6 Stufen 10.0 kNm/m

M 1 : 150

Z X
Y

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Schnittgrößen



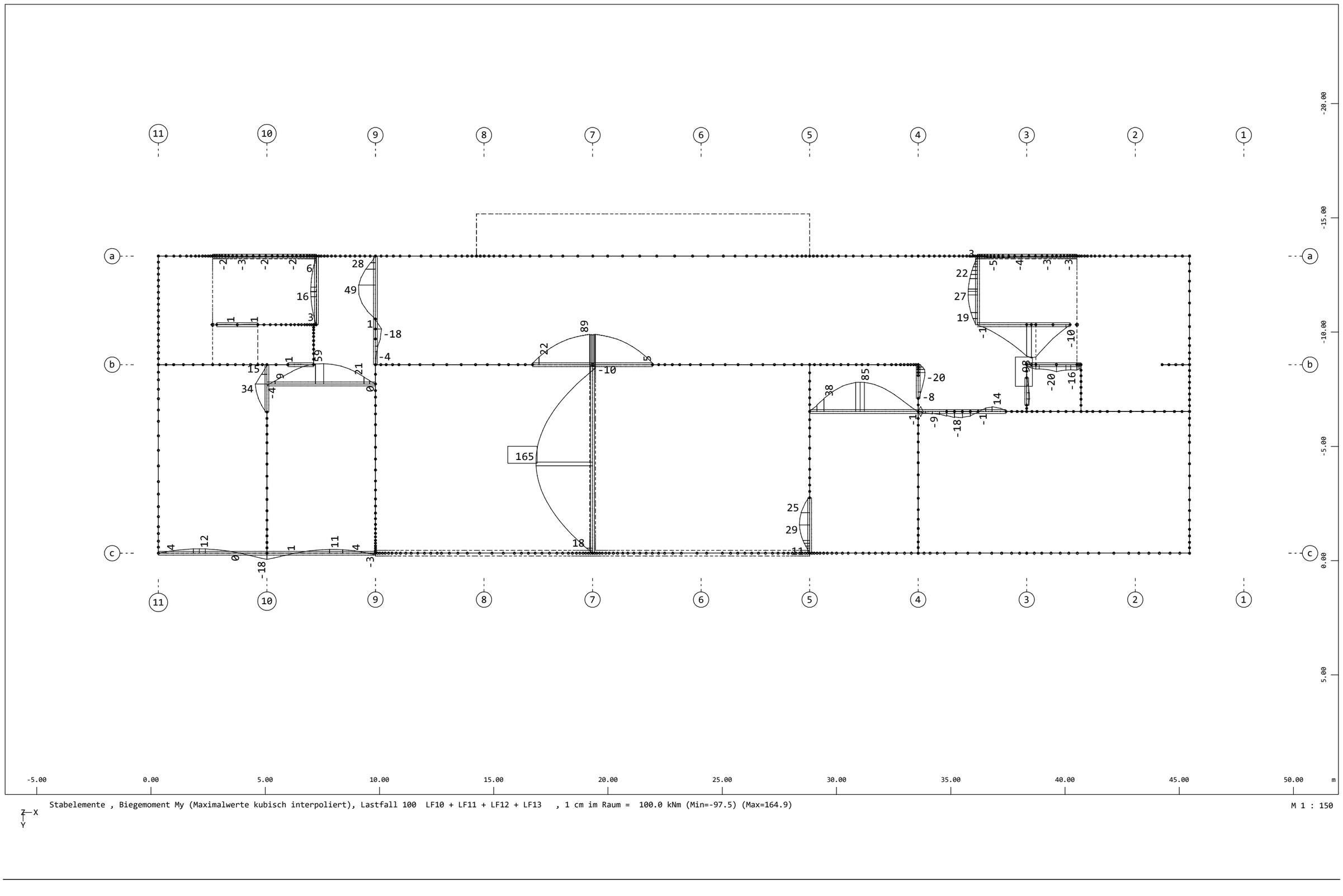
Biegemoment m-yy in lokal y im Knoten ↔, Lastfall 2104 MIN-MYY QUAD Schnittgrößen in , von -128.0 bis 122.4 Stufen 10.0 kNm/m

M 1 : 150

Z—X
Y

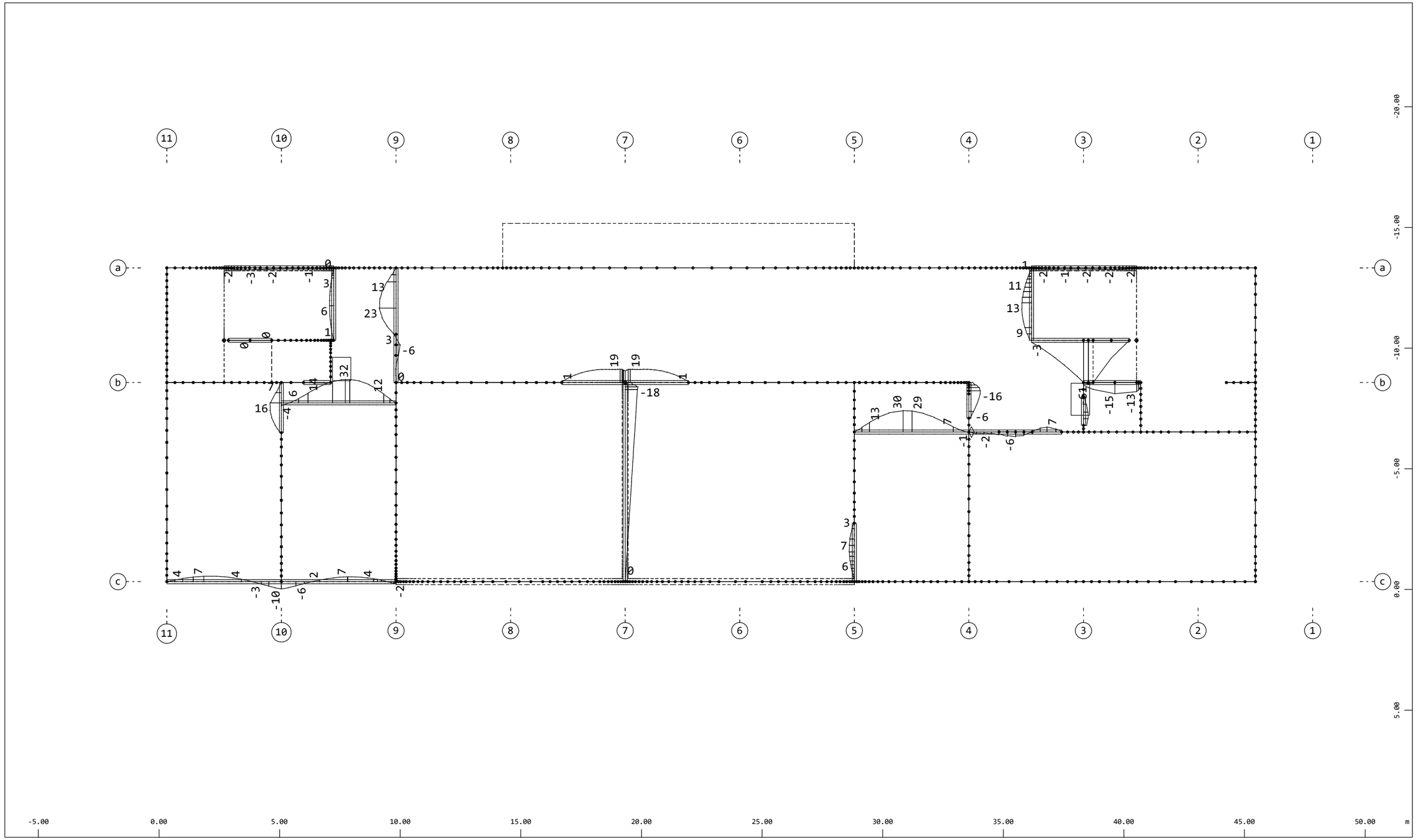
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Schnittgr��en



SOFISTIK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Schnittgr��en



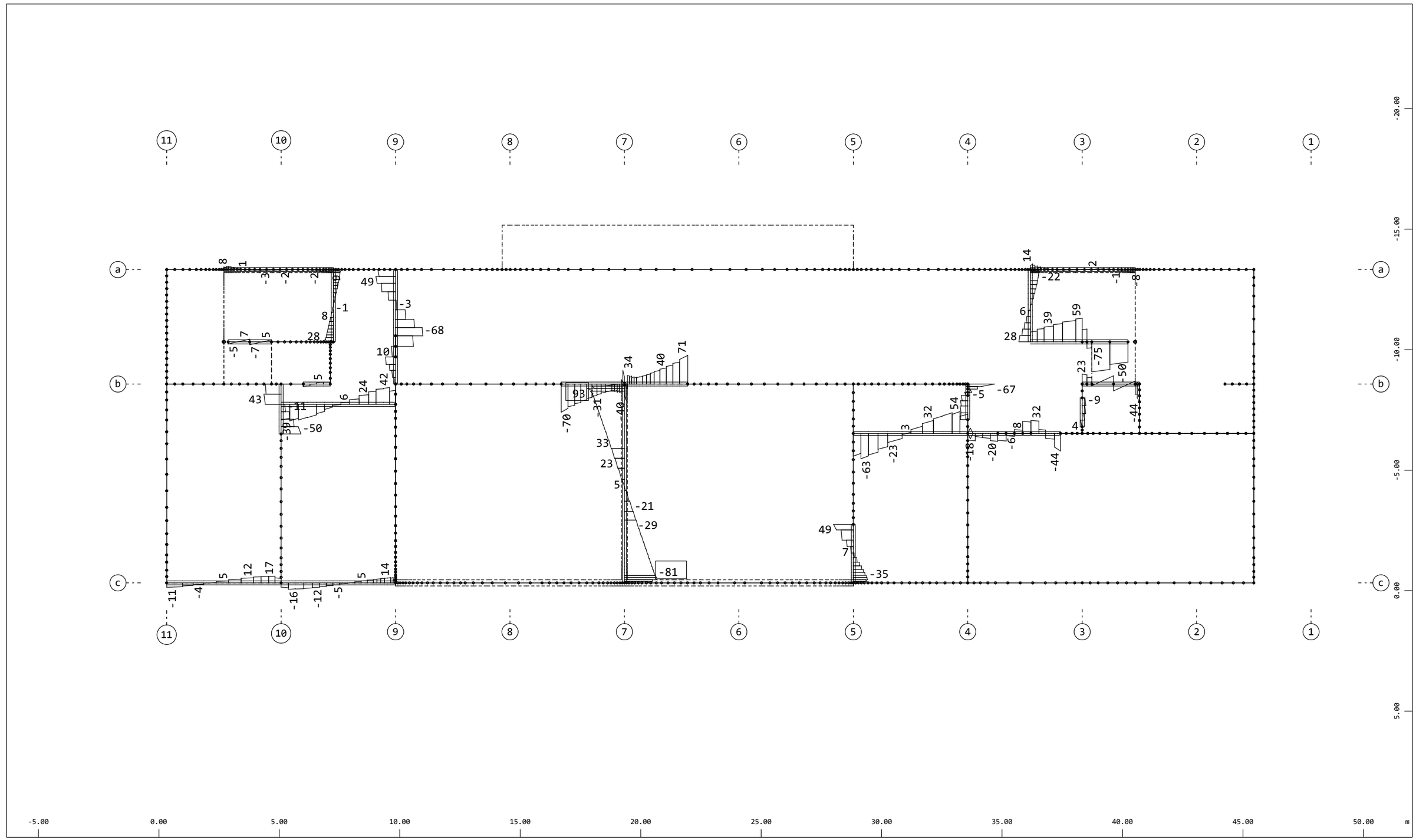
Stabelemente , Biegemoment My, Lastfall 200 Nutzlast Q LF21 bis LF30 , 1 cm im Raum = 50.0 kNm (Min=-61.0) (Max=32.3)

Z—X
Y

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Schnittgr��en



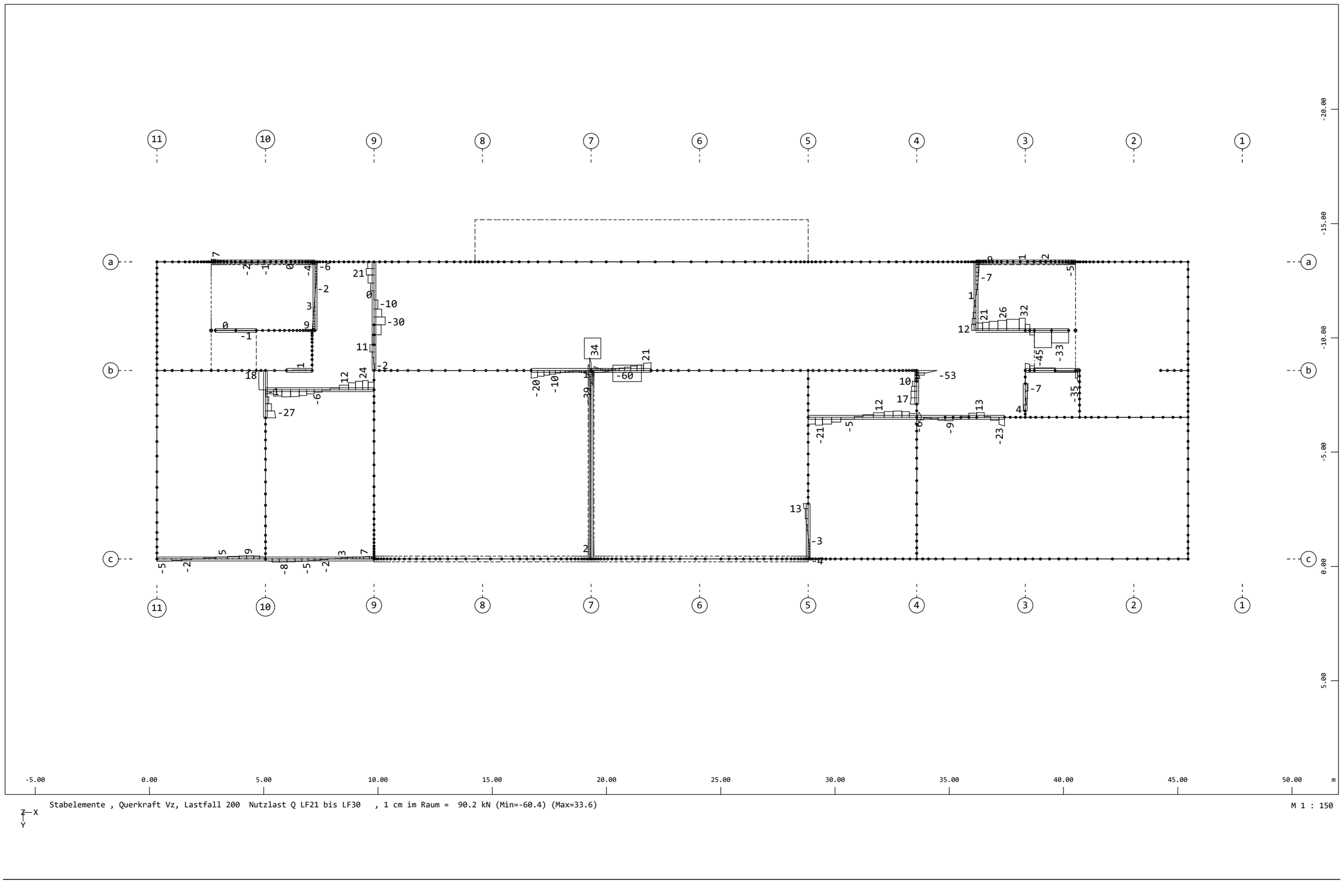
Stabelemente , Querkraft Vz, Lastfall 100 LF10 + LF11 + LF12 + LF13 , 1 cm im Raum = 90.2 kN (Min=-80.6) (Max=92.7)

M 1 : 150

Z
X
Y

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Schnittgr��en



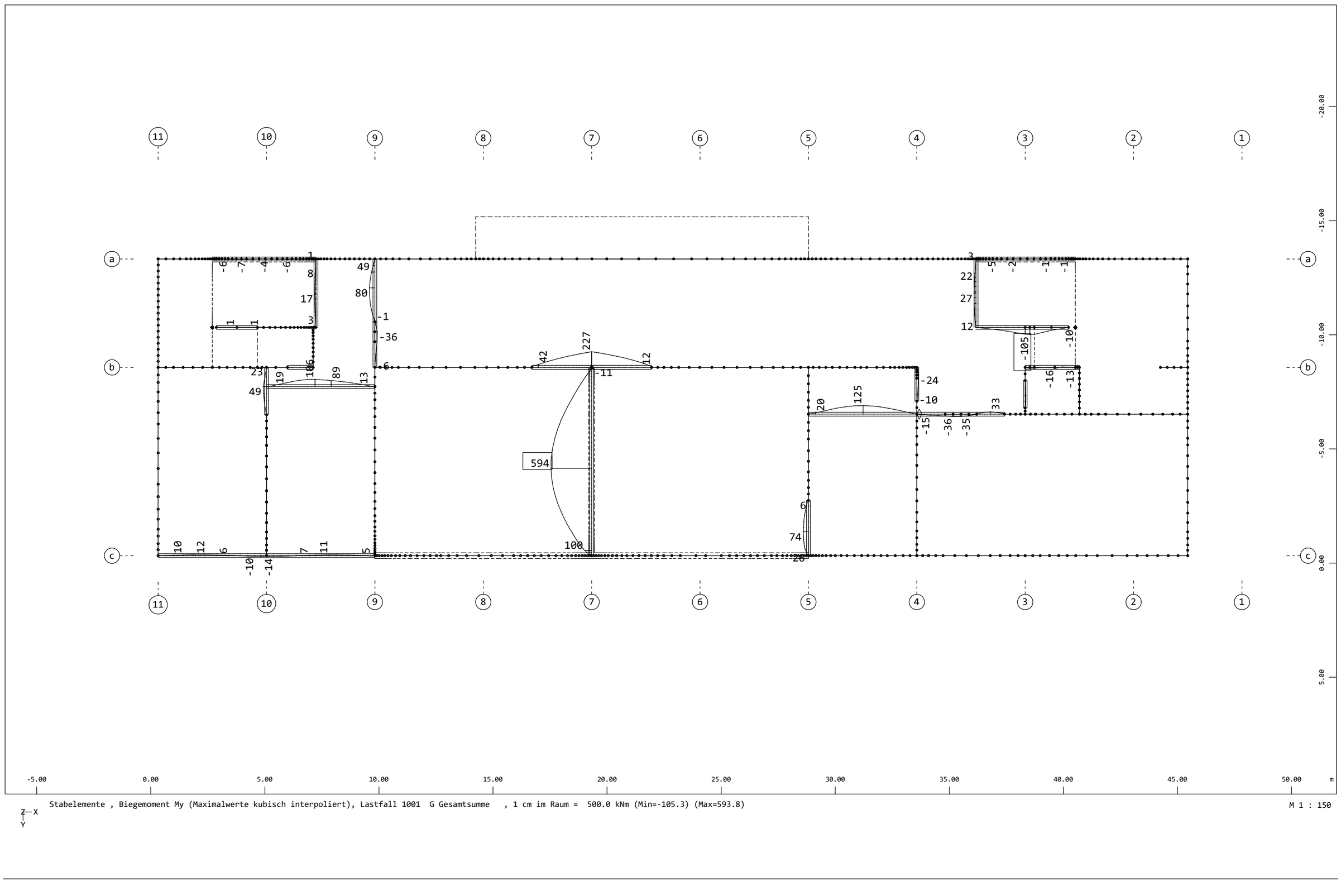
Stabelemente , Querkraft Vz, Lastfall 200 Nutzlast Q LF21 bis LF30 , 1 cm im Raum = 90.2 kN (Min=-60.4) (Max=33.6)

M 1 : 150

Z X
Y

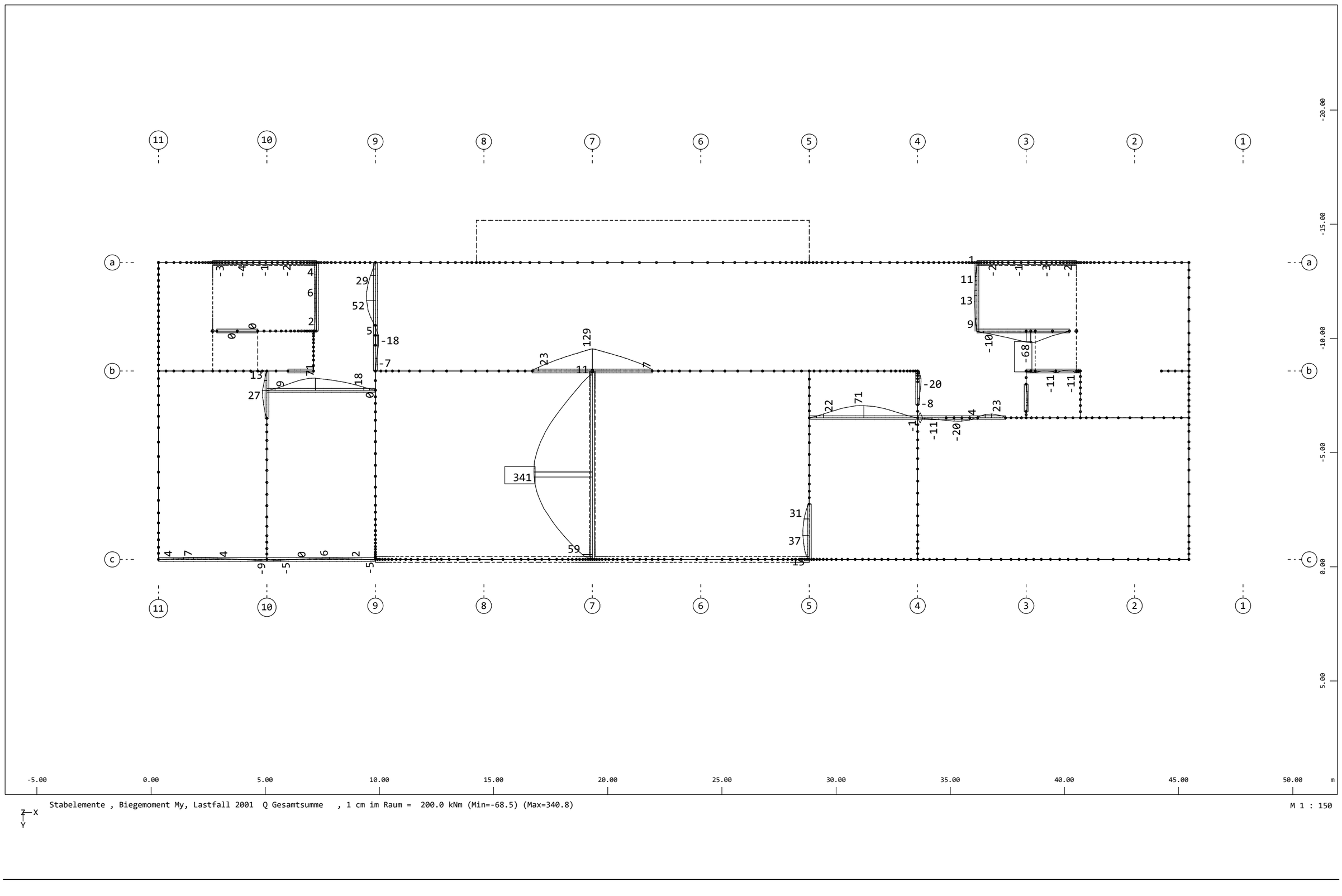
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Schnittgr��en



SOFISTIK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Schnittgr��en



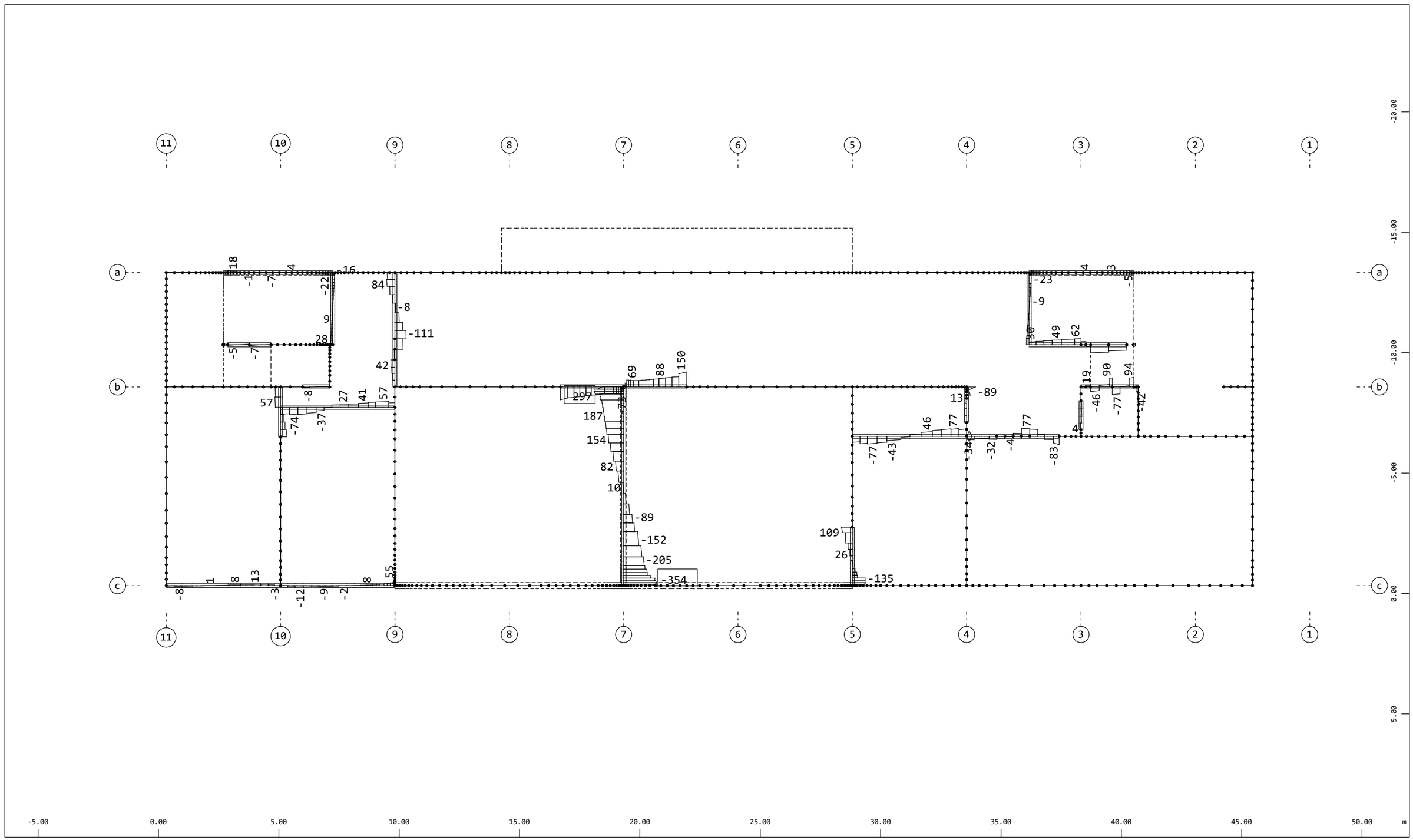
Stabelemente , Biegemoment My, Lastfall 2001 Q Gesamtsumme , 1 cm im Raum = 200.0 kNm (Min=-68.5) (Max=340.8)

Z X
Y

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

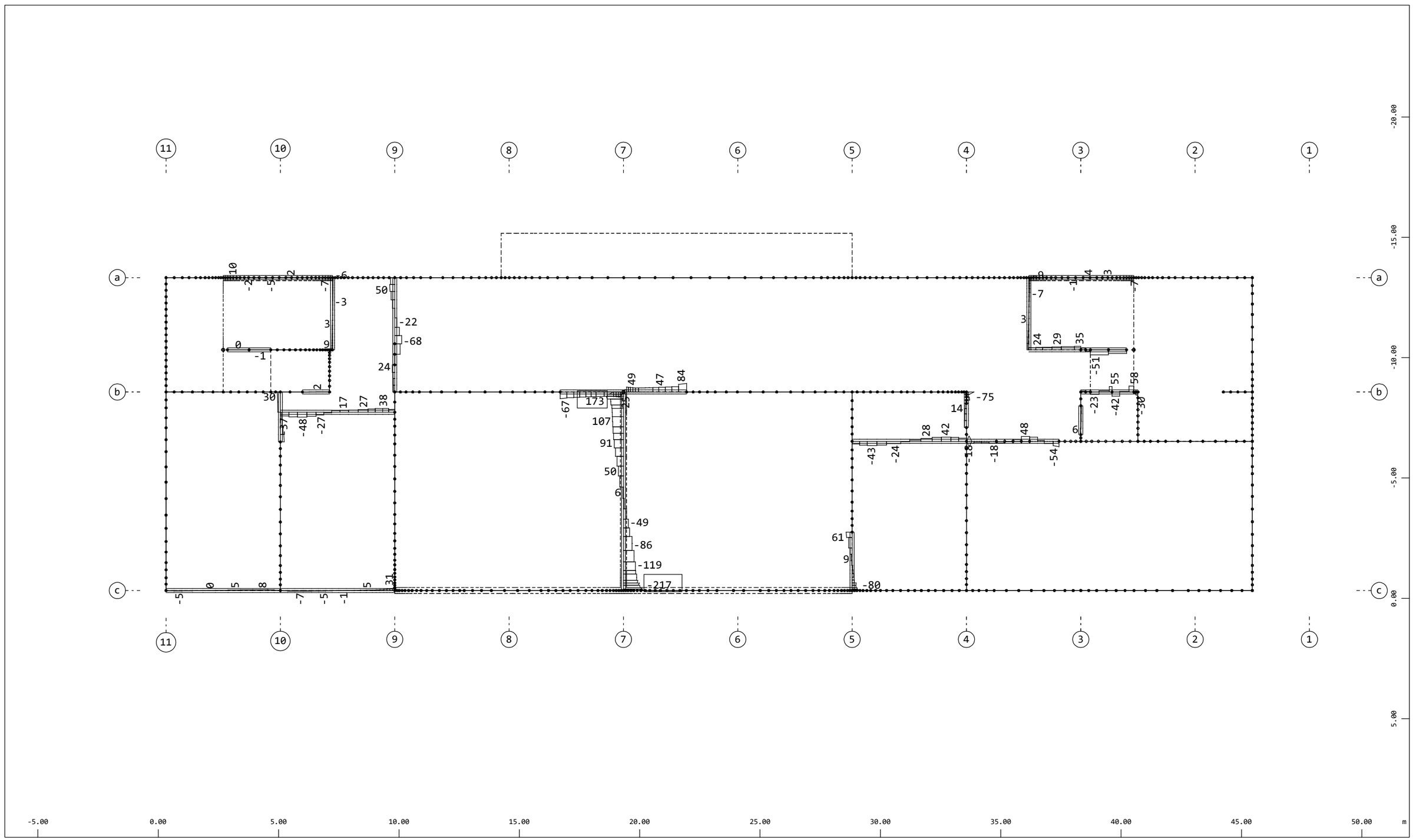
Decke über UG JFE_MAXIM
Schnittgr��en



Stabelemente , Querkraft Vz, Lastfall 1001 G Gesamtsumme , 1 cm im Raum = 360.9 kN (Min=-354.4) (Max=296.8)

M 1 : 150

Decke über UG JFE_MAXIM
Schnittgr��en



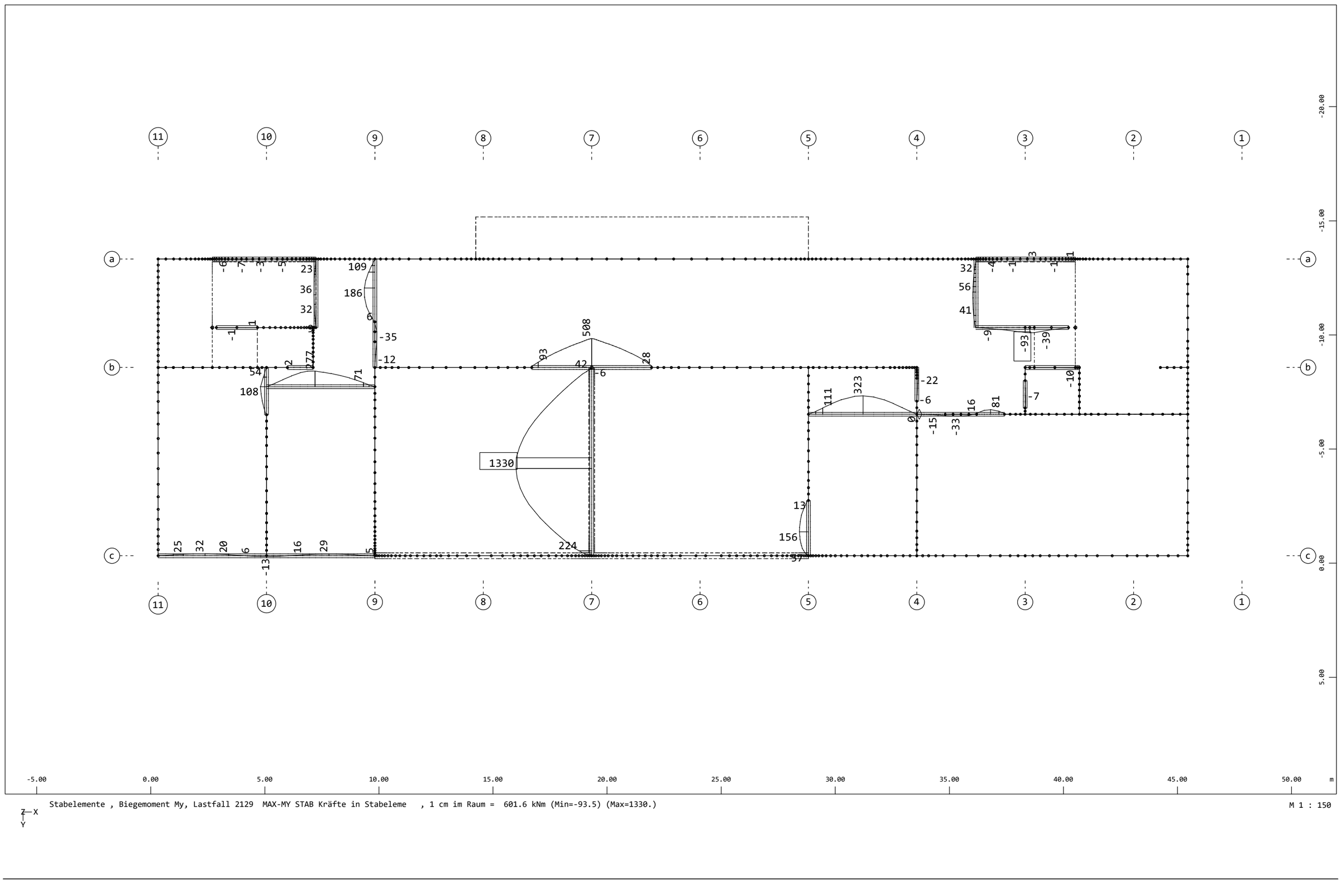
Stabelemente , Querkraft Vz, Lastfall 2001 Q Gesamtsumme , 1 cm im Raum = 360.9 kN (Min=-216.9) (Max=172.8)

M 1 : 150

Z
X
Y

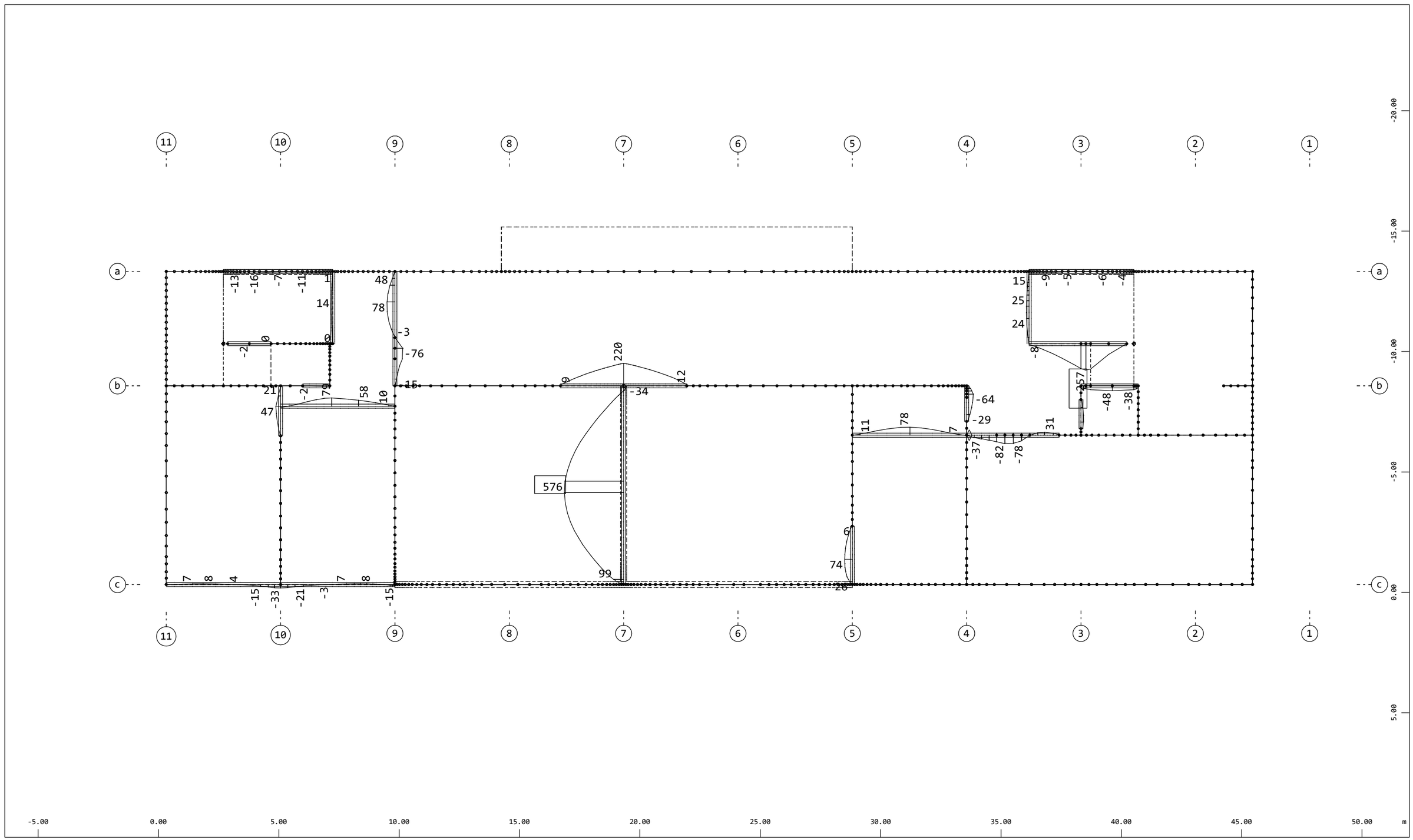
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Schnittgr��en



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Schnittgr��en



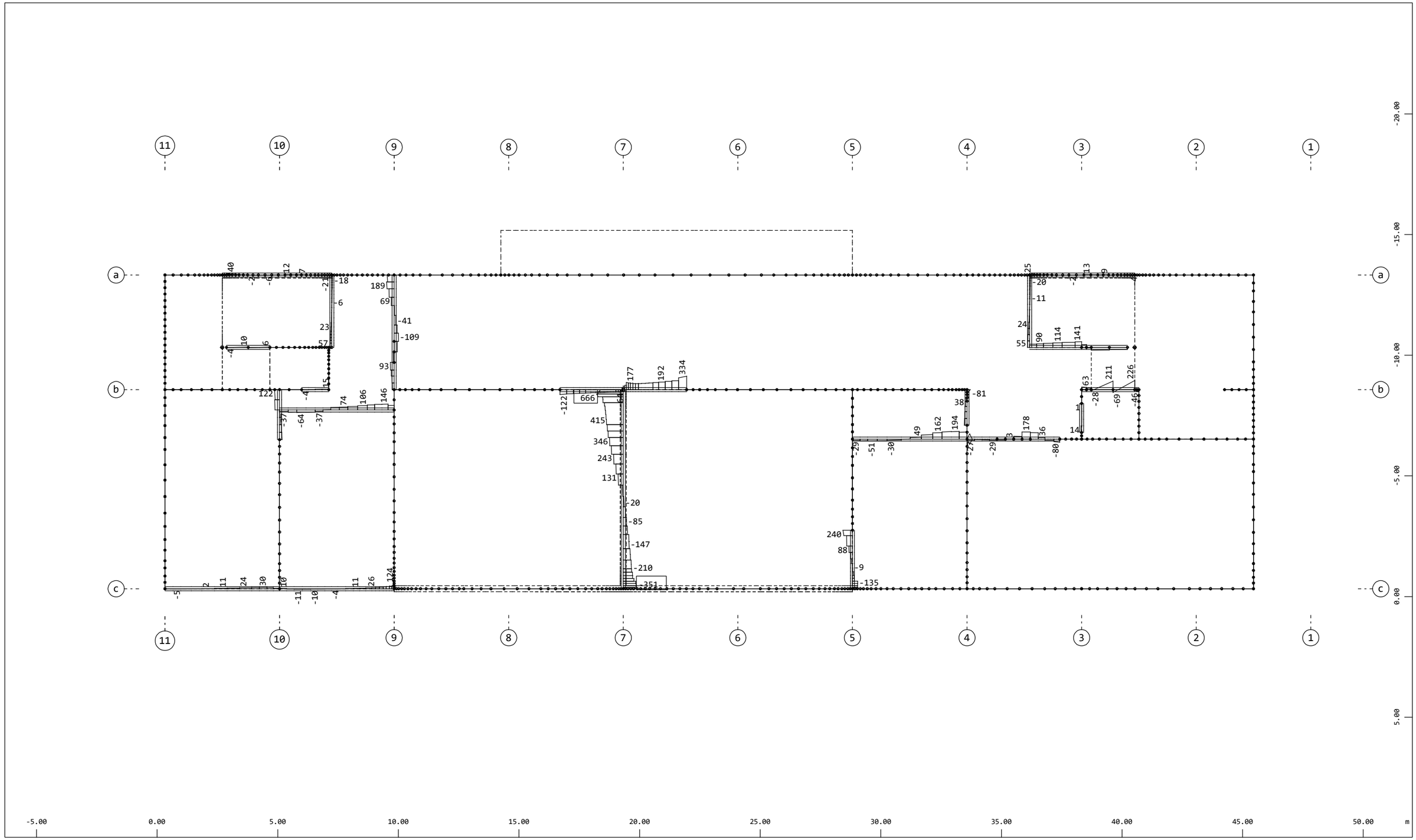
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Stabelemente , Biegemoment My, Lastfall 2130 MIN-MY STAB Kräfte in Stabeleme , 1 cm im Raum = 351.6 kNm (Min=-256.7) (Max=576.4)

M 1 : 150

Z X
Y

Decke über UG JFE_MAXIM
Schnittgr��en



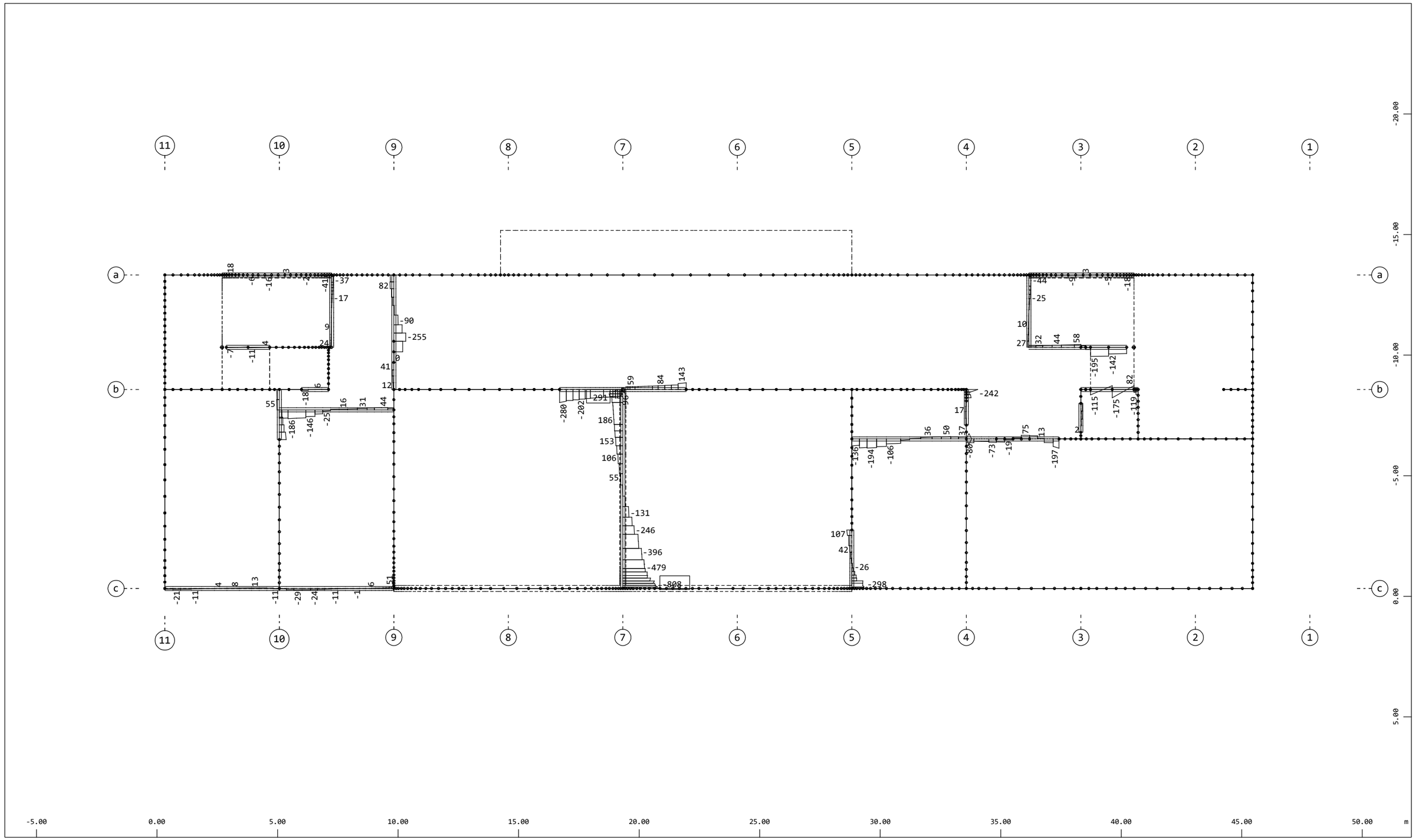
Stabelemente , Querkraft Vz, Lastfall 2125 MAX-VZ STAB Kräfte in Stabeleme , 1 cm im Raum = 902.3 kN (Min=-350.7) (Max=665.8)

M 1 : 150

Z
Y
X

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Schnittgr��en



5.2.3.2 Sicherstellung der Dauerhaftigkeit

Bauteil	Expositions-klasse	Mindestbeton-festigkeitsklasse	Betondeckung [mm] c_{min}	+ Δc_{dev}	= c_{nom}
Decke im Inneren (u.)	XC1, W0	C 16/20	10	10	20

Wahl der Festigkeitsklasse:

Decke C25/30
Balken C25/30

Betondeckung

- infolge Expositionsklasse (Korrosionsschutz):

XC1 $c_{min} + \Delta c = 10 + 10 = 20$ mm $= c_{nom}$

- zur Verbundsicherung:

$c_{min} \geq$ Stabdurchmesser $\geq$ 10mm

Längsbewehrung $\leq \varnothing$ 20: $c_{min} + \Delta c = 20 + 10 = 30$ mm $= c_{nom}$ XC1

- Der aus Brandschutzgründen notwendige Mindestabstand von 30 mm ist einzuhalten.

gewählt: unten: $c_{nom} = 30$ mm
oben: $c_{nom} = 30$ mm

Statische Nutzhöhe, Verlegemaß c_v:

Nutzhöhe der Bewehrung in der 1. Lage:

$\mathbf{d_y} = h - c_{nom} - 0{,}5\, d_{s,y}$

$c_{v,y} = h - d_y$

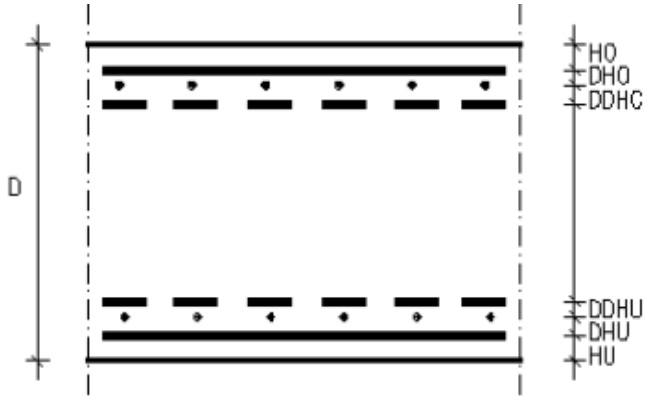
Nutzhöhe der Bewehrung in der 2. Lage:

$\mathbf{d_x} = h - c_{nom} - 1{,}0\, d_{s,y} - 0{,}5\, d_{s,x}$

$c_{v,x} = h - d_x$

Zur Bemessung mittels Programm Bemess sind verschiedene Randbedingungen zu definieren.

1. Lage	HO	= 3,0 + 0,5 x 1,2	= 3,6 cm (Ø 12)
2. Lage	DHO		= 1,2 cm (Ø 12)
1. Lage	HU	= 3,0 + 0,5 x 1,2	= 3,6 cm (Ø 12)
2. Lage	DHU	=	= 1,2 cm (Ø 12)



5.2.3.3 Bemessung GZT und GZG

Bemessungswerte der Baustoffe

Teilsicherheitsbeiwerte in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit:

- Beton < C55/67 $\gamma_c = 1,5$
- Betonstahl $\gamma_s = 1,15$

Beton: C30/37: $f_{ck} = 30$ N/mm²

$f_{cd} = 0,85 \cdot 30 / 1,5 = 17,0$ N/mm²

C25/30: $f_{ck} = 25$ N/mm²

$f_{cd} = 0,85 \cdot 25 / 1,5 = 14,2$ N/mm²

Betonstahl: B500B: $f_{yk} = 500$ N/mm²

$f_{yd} = 500 / 1,15 = 435$ N/mm²

Die Deckenplatten werden mit dem FEM-Programm SOFiSTiK bemessen.

Hinsichtlich der Querkraftbeanspruchung wird untersucht, in wie weit die Platte ohne Querkraftbewehrung auskommt. Bereiche an Wandecken, Wandenden und über Stützen werden in der Regel gesondert nachgewiesen, da hier meist der Durchstanznachweis maßgebend wird. Dieser wird ggf. mit einem separaten Programm geführt.

Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (EC2, Abs. 7)

Nach DIN EN 1992-1, Kap. 7 ist das nutzungsgerechte und dauerhafte Verhalten eines Bauwerkes zu gewährleisten. Hierfür ist der Nachweis der Begrenzung der Spannungen, der Begrenzung der Verformung, und der Rissbreitenbegrenzung zu erbringen.

a) Begrenzung der Spannungen (EC2, Abs. 7.1):

Die Spannungsnachweise können in unserem Falle gemäß DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04, Abs. 7.1 entfallen. Das heißt die Vorgaben für die Konstruktionsregeln, besonderes die Mindestbewehrung muss eingehalten werden.

b) Begrenzung der Verformung (EC2, Abs. 7.4.3):

Der Nachweis der Begrenzung der Verformungen erfolgt ohne direkte Berechnung nach EC2 Absatz 7.4.2 durch Begrenzung der Biegeschlankheit.

c) *Begrenzung der Rissbreite (EC2 Abs. 7.3):*

Die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit und das Erscheinungsbild üblicher Stahlbetonteile gelten als erfüllt, wenn die Rechenwerte der Rissbreite wk nicht überschritten werden. Die Begrenzung der Rissweite umfasst die Nachweise:

- Nachweis der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite unter Zwang:

Die Berechnung der Mindestbewehrung a_s zur Aufnahme von Zwangseinwirkungen und Eigenspannungen und dazugehöriger Stabdurchmesser $d_{s,max}$ zur Begrenzung der Rissbreite nach EC2, 7.3.3 (5) wird geführt. In allen Decken wird in allen Bereichen jeweils das Maximum aus den Werten für zentrischen und Biegezwang als Grundbewehrung eingelegt.

- Nachweis der Begrenzung der Rissbreite unter den maßgebenden Einwirkungskombinationen:

Mit dem FEM-Programm SOFiSTiK, Modul BEMESS wird der Nachweis in Form der Durchmesserbegrenzung nach Tab. 7.2DE im Zuge der Deckenbemessungen geführt.

Ebenso wird bei der Deckenbemessung mit SOFiSTiK-BEMESS der Nachweis der Mindestbewehrung zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens nach EC2 Abs. 9.2.1.1 rechnerisch geführt.

Begrenzung der Rissbreite für die statisch erforderliche Bewehrung unter Lasteinwirkungen

Die erforderliche Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite unter Lasteinwirkung wird vom Programm SOFiSTiK berechnet und die notwendige Bewehrung entsprechend erhöht.

Begrenzung der Rissbreite unter Zwangseinwirkungen

Die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite unter Zwangseinwirkungen wurde für den Fall „Später Zwang“ ermittelt.

Zur Ermittlung der Mindestbewehrung wird das Programm Mathcad verwendet (siehe Kap. 5.1.3.4)

Expositionsklassen:

- Decke im Inneren (unten und oben) XC1, W0 w_k = 0,40 mm

Plattendicke	erf. a_s	gew. Grundbewehrung	vorh. a_s	≥ erf. as
20 cm o. + u.	7,0 cm²	Ø12/15	7,5 cm²	> erf. As
25 cm o. + u.	9,5 cm²	Ø14/15	10,3 cm²	> erf. As

Falls die Bauzeit in den Winter kommt, ist die Decke durch Winterbaumaßnahmen entsprechend zu schützen.

Rißbreitenbeschränkung gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.4 (direkte Berechnung)

Die erforderliche Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung wird für eine Bauteilseite berechnet.

Bauteilabmessungen	$h := 0.20$ m	$b := 1$ m
Stahlbeton	Beton := "C25/30"	Stahl := "B500"
Rechnerische Rißbreite	$w_k := 0.4$ mm	
Betondeckung zur äußeren Lage der betrachteten Richtung	$c := 42$ mm	Größtkorn $d_g := 32$ mm
Bewehrung	$n_{s.L} := 1$ Lage(n) Ø := 12 / s := 15 cm	

Eff. Betonzugfestigkeit

Betonzugfestigkeit $f_{ctm}(t)$ zum Rißzeitpunkt

$$f_{ct.eff}(t) = k_{zt}(t) \cdot f_{ctm}$$

Später Zwang
t > 28 d $k_{zt} = 1.0$ $f_{ct.eff} \geq 3.0$ N/mm² für Normalbeton
$f_{ct.eff} \geq 2.5$ N/mm² für Leichtbeton

Früher Zwang
t = 3...5 d $k_{zt} = 0.5$ 0.5 f_{ctm} gem. DIN EN 1992-2:2010-12, NCI zu 7.3.2(102) (Brückenbau)

Empfehlung DBV-Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung ...", Fassung 05/2016:

r < 0.5	$k_{zt} = 0.65$	(h ≤ 0.30 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
	$k_{zt} = 0.75$	(0.30 m < h ≤ 0.80 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
	$k_{zt} = 0.85$	(0.80 m < h ≤ 2.00 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
r < 0.3	$k_{zt} = 0.60$	(0.30 m < h ≤ 0.80 m, langsame Festigkeitsentwicklung)
	$k_{zt} = 0.70$	(0.80 m < h ≤ 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung
	$k_{zt} = 0.80$	(h > 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung)

Ansatz $k_{zt} := 1.0$ $f_{ct.eff}(k_{zt}) = 3$ *N/mm²*

Beiwert für Eigenspannungen

h ≤ 30cm k = 0.8
h ≥ 80cm k = 0.5
äußerer Zwang k = 1.0

$k = 0.80$

Beiwert Spannungsverteilung $k_c := 1.0$

zentrischer Zug = 1.0
reine Biegung = 0.4

Abminderungsfaktor für langsam erhärtenden Beton $k_L := 1.0$

Pauschale Abminderung der Bewehrung auf 85% gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.2(NA.6) nur bei innerem Zwang und Verwendung von langsam erhärtenden Betonen

$r = f_{cm2}/f_{cm28} \leq 0,3$ $k_L = 0.85$
$r = f_{cm2}/f_{cm28} > 0,3$ $k_L = 1.0$

Bewehrung je Seite $A_{s.erf} = 7$ cm² $A_{s.vorh} = 7.5$ cm² $\frac{A_{s.erf}}{A_{s.vorh}} = 0.93$

$\rho = 0.5$ %

Stahlspannung $\sigma_s = 346$ N/mm² Wirkungszone der Bewehrung $h_{eff} = 10$ cm

Rissinformation Rißinformation = "Einzelriß - Schwachstelle"
Bemessungsinformation Bemessung = "als dünnes Bauteil mit Abminderungsfaktor k"

Hinweise zur Ausschreibung und zur Ausführungsplanung gem. DBV - Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung ..."

Die getroffenen Annahmen sind durch Hinweise in der Baubeschreibung und im Leistungsverzeichnis sowie auf den Ausführungsplänen dem Bauausführenden rechtzeitig mitzuteilen, damit bei der Festlegung des Betons eine entsprechende Anforderung aufgenommen werden kann. Die betroffenen Bauteile sind konkret zu bezeichnen.

Textbeispiel:
"Bei der rechnerischen Begrenzung der Rissbreite für das Bauteil ..., Pos. ... wurde
früher Zwang / später Zwang vorausgesetzt.
Zur Begrenzung der frühen Betonzugfestigkeit wurde ein Beton mit
langsamer Festigkeitsentwicklung (r < 0,3)
mittlerer Festigkeitsentwicklung (r < 0.5)
schneller Festigkeitsentwicklung (r ≥ 0.5) angenommen.
(Nichtzutreffendes streichen bzw. entfernen)
Damit ggf. verbundene Randbedingungen wie Ausschalfristen und verlängerte Nachbehandlung sind zu beachten.

Bei der Festlegung des Betons ist durch den Bauausführenden dafür Sorge zu tragen, dass die rechnerisch angenommene Zugfestigkeit zum Zeitpunkt der Rissbildung nicht überschritten wird."

---

* DBV-Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau" 05/2016 - Auszug:

Tabelle 7. Empfohlene Anhaltswerte der Betonzugfestigkeit bei Zwang aus Abfließen der Hydratationswärme
Table 7. Recommended calculation values of concrete tensile strength due to restraint from loss of the heat of hydration

S	1		2	3	4	5
Z	Festigkeitsentwicklung des Betons		Bauteildicke h			
			≤ 0,30 m	≤ 0,80 m	≤ 2,0 m	> 2,0 m
1	langsam	$(r < 0{,}30)$ [1) 2)]	– [3)]	$0{,}60 f_{ctm}$	$0{,}70 f_{ctm}$ [4)]	$0{,}80 f_{ctm}$ [4)]
2	mittel	$(r < 0{,}50)$ [1)]	$0{,}65 f_{ctm}$	$0{,}75 f_{ctm}$	$0{,}85 f_{ctm}$	$0{,}95 f_{ctm}$
3	schnell	$(r \geq 0{,}50)$ [1)]	$0{,}80 f_{ctm}$	$0{,}90 f_{ctm}$	$1{,}0 f_{ctm}$	$1{,}00 f_{ctm}$

1) Die Festigkeitsentwicklung des Betons wird durch das Verhältnis $r = f_{cm}(2\,d) / f_{cm}(28\,d)$ beschrieben, das bei der Eignungsprüfung oder auf der Grundlage eines bekannten Verhältnisses von Beton vergleichbarer Zusammensetzung (d. h. gleicher Zement, gleicher w/z-Wert) ermittelt wurde.
Wird bei besonderen Anwendungen die Druckfestigkeit zu einem späteren Zeitpunkt $t > 28$ Tage bestimmt, ist das Verhältnis der mittleren Druckfestigkeit nach 2 Tagen $f_{cm}(2\,d)$ zur mittleren Druckfestigkeit zum Zeitpunkt der Bestimmung der Druckfestigkeit $f_{cm}(t)$ zu ermitteln oder es ist vom Betonhersteller eine Festigkeitsentwicklungskurve bei 20 °C zwischen 2 Tagen und dem Zeitpunkt der Bestimmung der Druckfestigkeit anzugeben.

2) Bei Festigkeitsklassen ≥ C30/37 ist es i. d. R. nicht möglich, das Festigkeitsverhältnis $r < 0{,}30$ bezogen auf 28 Tage zu begrenzen. In diesen Fällen ist es erforderlich, den Zeitpunkt des Nachweises der Festigkeitsklasse auf einen späteren Zeitpunkt (z. B. 56 Tage) zu vereinbaren.

3) Die Auslegung der Bewehrung bei dünnen Bauteilen auf eine langsame Festigkeitsentwicklung ist nicht sinnvoll. Es sollte grundsätzlich mindestens eine mittlere Festigkeitsentwicklung angenommen werden.

4) Der empfohlene Anhaltswert für massige Bauteile ist erst bei der Verwendung von langsam erhärtenden Betonen mit einem Prüfalter von 91 Tagen zu erwarten.

Rißbreitenbeschränkung gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.4 (direkte Berechnung)

Die erforderliche Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung wird für eine Bauteilseite berechnet.

Bauteilabmessungen $h := 0.25$ m $b := 1$ m

Stahlbeton Beton := "C25/30" Stahl := "B500"

Rechnerische Rißbreite $w_k := 0.4$ mm

Betondeckung zur äußeren Lage der betrachteten Richtung $c := 44$ mm Größtkorn $d_g := 32$ mm

Bewehrung $n_{s.L} := 1$ Lage(n) Ø := 14 / s := 15 cm

Eff. Betonzugfestigkeit
Betonzugfestigkeit $f_{ctm}(t)$ zum Rißzeitpunkt

$$f_{ct.eff}(t) = k_{zt}(t) \cdot f_{ctm}$$

Später Zwang
t > 28 d $k_{zt} = 1.0$ $f_{ct.eff} \geq 3.0$ N/mm² für Normalbeton
$f_{ct.eff} \geq 2.5$ N/mm² für Leichtbeton

Früher Zwang
t = 3...5 d $k_{zt} = 0.5$ 0.5 f_{ctm} gem. DIN EN 1992-2:2010-12, NCI zu 7.3.2(102) (Brückenbau)

Empfehlung DBV-Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung ...", Fassung 05/2016:
r < 0.5 $k_{zt} = 0.65$ (h ≤ 0.30 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
$k_{zt} = 0.75$ (0.30 m < h ≤ 0.80 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
$k_{zt} = 0.85$ (0.80 m < h ≤ 2.00 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)

r < 0.3 $k_{zt} = 0.60$ (0.30 m < h ≤ 0.80 m, langsame Festigkeitsentwicklung)
$k_{zt} = 0.70$ (0.80 m < h ≤ 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung
$k_{zt} = 0.80$ (h > 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung)

Ansatz $k_{zt} := 1.0$ $f_{ct.eff}(k_{zt}) = 3$ *N/mm²*

Beiwert für Eigenspannungen
h ≤ 30cm k = 0.8
h ≥ 80cm k = 0.5
äußerer Zwang k = 1.0
$k = 0.80$

Beiwert Spannungsverteilung $k_c := 1.0$
zentrischer Zug = 1.0
reine Biegung = 0.4

Abminderungsfaktor für langsam erhärtenden Beton
$r = f_{cm2}/f_{cm28} \leq 0,3$ $k_L = 0.85$
$r = f_{cm2}/f_{cm28} > 0,3$ $k_L = 1.0$
$k_L := 1.0$
Pauschale Abminderung der Bewehrung auf 85% gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.2(NA.6) nur bei innerem Zwang und Verwendung von langsam erhärtenden Betonen

---

Bewehrung je Seite $A_{s.erf} = 9.5\ cm^2$ $A_{s.vorh} = 10.3\ cm^2$ $\frac{A_{s.erf}}{A_{s.vorh}} = 0.93$

$\rho = 0.52$ %

Stahlspannung $\sigma_s = 321$ *N/mm²* Wirkungszone der Bewehrung $h_{eff} = 13$ *cm*

Rissinformation Rißinformation = "Einzelriß - Schwachstelle"
Bemessungsinformation Bemessung = "als dünnes Bauteil mit Abminderungsfaktor k"

Hinweise zur Ausschreibung und zur Ausführungsplanung gem. DBV - Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung ..."

Die getroffenen Annahmen sind durch Hinweise in der Baubeschreibung und im Leistungsverzeichnis sowie auf den Ausführungsplänen dem Bauausführenden rechtzeitig mitzuteilen, damit bei der Festlegung des Betons eine entsprechende Anforderung aufgenommen werden kann. Die betroffenen Bauteile sind konkret zu bezeichnen.

Textbeispiel:
"Bei der rechnerischen Begrenzung der Rissbreite für das Bauteil ..., Pos. ... wurde
früher Zwang / später Zwang vorausgesetzt.
Zur Begrenzung der frühen Betonzugfestigkeit wurde ein Beton mit
langsamer Festigkeitsentwicklung (r < 0,3)
mittlerer Festigkeitsentwicklung (r < 0.5)
schneller Festigkeitsentwicklung (r ≥ 0.5) angenommen.
(Nichtzutreffendes streichen bzw. entfernen)
Damit ggf. verbundene Randbedingungen wie Ausschalfristen und verlängerte Nachbehandlung sind zu beachten.

Bei der Festlegung des Betons ist durch den Bauausführenden dafür Sorge zu tragen, dass die rechnerisch angenommene Zugfestigkeit zum Zeitpunkt der Rissbildung nicht überschritten wird."

---

* DBV-Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau" 05/2016 - Auszug:

Tabelle 7. Empfohlene Anhaltswerte der Betonzugfestigkeit bei Zwang aus Abfließen der Hydratationswärme
Table 7. Recommended calculation values of concrete tensile strength due to restraint from loss of the heat of hydration

S	1		2	3	4	5
Z	Festigkeitsentwicklung des Betons		Bauteildicke h			
			≤ 0,30 m	≤ 0,80 m	≤ 2,0 m	> 2,0 m
1	langsam	$(r < 0{,}30)$ [1) 2)]	– [3)]	$0{,}60 f_{ctm}$	$0{,}70 f_{ctm}$ [4)]	$0{,}80 f_{ctm}$ [4)]
2	mittel	$(r < 0{,}50)$ [1)]	$0{,}65 f_{ctm}$	$0{,}75 f_{ctm}$	$0{,}85 f_{ctm}$	$0{,}95 f_{ctm}$
3	schnell	$(r \geq 0{,}50)$ [1)]	$0{,}80 f_{ctm}$	$0{,}90 f_{ctm}$	$1{,}0 f_{ctm}$	$1{,}00 f_{ctm}$

1) Die Festigkeitsentwicklung des Betons wird durch das Verhältnis $r = f_{cm}(2\,d) / f_{cm}(28\,d)$ beschrieben, das bei der Eignungsprüfung oder auf der Grundlage eines bekannten Verhältnisses von Beton vergleichbarer Zusammensetzung (d. h. gleicher Zement, gleicher w/z-Wert) ermittelt wurde.
Wird bei besonderen Anwendungen die Druckfestigkeit zu einem späteren Zeitpunkt t > 28 Tage bestimmt, ist das Verhältnis der mittleren Druckfestigkeit nach 2 Tagen $f_{cm}(2\,d)$ zur mittleren Druckfestigkeit zum Zeitpunkt der Bestimmung der Druckfestigkeit $f_{cm}(t)$ zu ermitteln oder es ist vom Betonhersteller eine Festigkeitsentwicklungskurve bei 20 °C zwischen 2 Tagen und dem Zeitpunkt der Bestimmung der Druckfestigkeit anzugeben.

2) Bei Festigkeitsklassen ≥ C30/37 ist es i. d. R. nicht möglich, das Festigkeitsverhältnis $r < 0{,}30$ bezogen auf 28 Tage zu begrenzen. In diesen Fällen ist es erforderlich, den Zeitpunkt des Nachweises der Festigkeitsklasse auf einen späteren Zeitpunkt (z. B. 56 Tage) zu vereinbaren.

3) Die Auslegung der Bewehrung bei dünnen Bauteilen auf eine langsame Festigkeitsentwicklung ist nicht sinnvoll. Es sollte grundsätzlich mindestens eine mittlere Festigkeitsentwicklung angenommen werden.

4) Der empfohlene Anhaltswert für massige Bauteile ist erst bei der Verwendung von langsam erhärtenden Betonen mit einem Prüfalter von 91 Tagen zu erwarten.

Decke über UG JFE_MAXIM
Bruchbemessung

Standardnorm ist EuroNorm: DIN EN 1992-1-1/NA:2013, DIN EN 1993-1-1/NA:2018, DIN EN 1994-1-1/NA:2010 (Germany) V 2022
Bemessung nach EuroNorm: DIN EN 1992-1-1:2004 (NA:2013) Stahlbeton- und Spannbetontragwerke
Schnittgrößen und Lastfälle enthalten Ergebnisse auf Bruchlastniveau
Die Bemessung erfolgt nach dem Baumann Verfahren.

Lastfälle für die Bemessung

Lastfall	Faktor	Bezeichnung
2101	1.000	MAX-MXX QUAD Schnittgrößen in
2102	1.000	MIN-MXX QUAD Schnittgrößen in
2103	1.000	MAX-MYY QUAD Schnittgrößen in
2104	1.000	MIN-MYY QUAD Schnittgrößen in
2105	1.000	MAX-MXY QUAD Schnittgrößen in
2106	1.000	MIN-MXY QUAD Schnittgrößen in
2107	1.000	MAX-VX QUAD Schnittgrößen in F
2108	1.000	MIN-VX QUAD Schnittgrößen in F
2109	1.000	MAX-VY QUAD Schnittgrößen in F
2110	1.000	MIN-VY QUAD Schnittgrößen in F
2155	1.000	MAX-PZ KNOT Auflagerkrä Auflagerkraft Durchstanznachweis
2156	1.000	MIN-PZ KNOT Auflagerkrä Auflagerkraft Durchstanznachweis
2157	1.000	MAX-MX KNOT Auflagerkrä Auflagerkraft Durchstanznachweis
2158	1.000	MIN-MX KNOT Auflagerkrä Auflagerkraft Durchstanznachweis
2159	1.000	MAX-MY KNOT Auflagerkrä Auflagerkraft Durchstanznachweis
2160	1.000	MIN-MY KNOT Auflagerkrä Auflagerkraft Durchstanznachweis

Bewehrungsparameter zweilagige Bewehrung

Auswahl Grp Nr.	Elem Nr.	Abstand d1-o 2.Lage d1-u 2.Lage [mm]		Durchmesser ds-o 2.Lage ds-u 2.Lage [mm]		Rissbreite wk-o 2.Lage wk-u 2.Lage [mm]		Stahlspannung sigso 2.Lage sigsu [MPa]		Mindestbew. aso 2.Lage asu [cm2/m]	
für alle		30.0	42.0	12	12	-	-	-	-	-	-
		30.0	42.0	12	12	-	-	-	-	-	-

Abstand	Abstand Stabmitte zur Oberfläche oben / unten
Durchmesser	Stabdurchmesser oben / unten
Rissbreite	Einzuhaltende Rissbreite oben / unten
Stahlspannung	Maximale Stahlspannung im Gebrauchsnachweis oben / unten
Mindestbew.	Mindestbewehrung oben / unten

Die Bewehrungsrichtungen beziehen sich auf die lokalen Koordinatensysteme
der Elemente und sind daher graphisch auszugeben.
Die Bemessung erfolgt mit der einheitlichen Elementdicke von 0.200 [m].
Über singulären Stützknoten wird eine größere Elementdicke angesetzt
Die Bewehrung wird in der Datenbasis gespeichert als Bewehrungsverteilungsnummer 1

Decke über UG JFE_MAXIM
Bemessung im Gebrauchszustand

Maximum von Bewehrungsverteilungen

Es wird das Maximum der aktuellen Bewehrung und der bisherigen Bewehrungsverteilung 1
gebildet und unter Bewehrungsverteilungs Nummer 2 abgelegt.
Bei den Gebrauchsspannungen wird nicht das Maximum sondern nur das Ergebnis der aktuellen Bemessung abgelegt. Für ein Maximum von Gebrauchsspannungen bitte einen reinen Überlagerungslauf verwenden.

Standardnorm ist EuroNorm: DIN EN 1992-1-1/NA:2013, DIN EN 1993-1-1/NA:2018, DIN EN 1994-1-1/NA:2010 (Germany) V 2022
Bemessung nach EuroNorm: DIN EN 1992-1-1:2004 (NA:2013) Stahlbeton- und Spannbetontragwerke
Schnittgrößen und Lastfälle enthalten Ergebnisse auf Gebrauchslastniveau
Die Bemessung erfolgt nach dem Baumann Verfahren.

Lastfälle für die Bemessung

Lastfall	Faktor	Bezeichnung
1301	1.000	MAXP-MXX QUAD Schnittgrößen in
1302	1.000	MINP-MXX QUAD Schnittgrößen in
1303	1.000	MAXP-MYY QUAD Schnittgrößen in
1304	1.000	MINP-MYY QUAD Schnittgrößen in
1305	1.000	MAXP-MXY QUAD Schnittgrößen in
1306	1.000	MINP-MXY QUAD Schnittgrößen in
1307	1.000	MAXP-VX QUAD Schnittgrößen in
1308	1.000	MINP-VX QUAD Schnittgrößen in
1309	1.000	MAXP-VY QUAD Schnittgrößen in
1310	1.000	MINP-VY QUAD Schnittgrößen in
1355	1.000	MAXP-PZ KNOT Auflagerkräfte in
1356	1.000	MINP-PZ KNOT Auflagerkräfte in
1357	1.000	MAXP-MX KNOT Auflagerkräfte in
1358	1.000	MINP-MX KNOT Auflagerkräfte in
1359	1.000	MAXP-MY KNOT Auflagerkräfte in
1360	1.000	MINP-MY KNOT Auflagerkräfte in
1375	1.000	MAXP-UZ KNOT Knotenverschiebunge
1376	1.000	MINP-UZ KNOT Knotenverschiebunge
1377	1.000	MAXP-URX KNOT Knotenverschiebung
1378	1.000	MINP-URX KNOT Knotenverschiebung
1379	1.000	MAXP-URY KNOT Knotenverschiebung
1380	1.000	MINP-URY KNOT Knotenverschiebung

Steuerung der Gebrauchslastnachweise

Nr	Norm	dNW [mm]	
1	EN-1992	->para	Begrenzung der Rissbreite nach EN 1992 7.3.3¹
Gebrauchsnachweise erforderten eine Bewehrungserhöhung -> WINGRAF: Maßgebender Nachweis✓			
¹ mit nationalem Anhang			
dNW Nachweisdurchmesser Rissbreitennachweis: ->para = aus den Bemessungsparametereingaben 8876 Elemente/Knoten wurden im Rissnachweis über den Stabdurchmesser nachgewiesen (Tabelle EN 1992-1-1 7.2N)			

Nachweis über Abstand/Stahlspannung für Elemente mit eingegebener Stahlspannung!
(Der maximale Stababstand ist dann entsprechend der gewählten Stahlspannung nach der Tabelle Stababstand einzuhalten).
Nachweis über Grenzdurchmesser für Elemente ohne eingegebene Stahlspannung!

Bewehrungsrichtung der einzelnen Lagen

Winkel zwischen Hauptbewehrung (1. Lage) und lokaler x-Achse

Gruppennummer:	1,2	Hauptspannrichtung (|| zu den Buchstabenachsen) oben = 0° zur lokaler x-Achse unten = 0° zur lokaler x-Achse

Die erforderliche Bewehrung wird für folgende LFK ermittelt.

Flächenelemente:

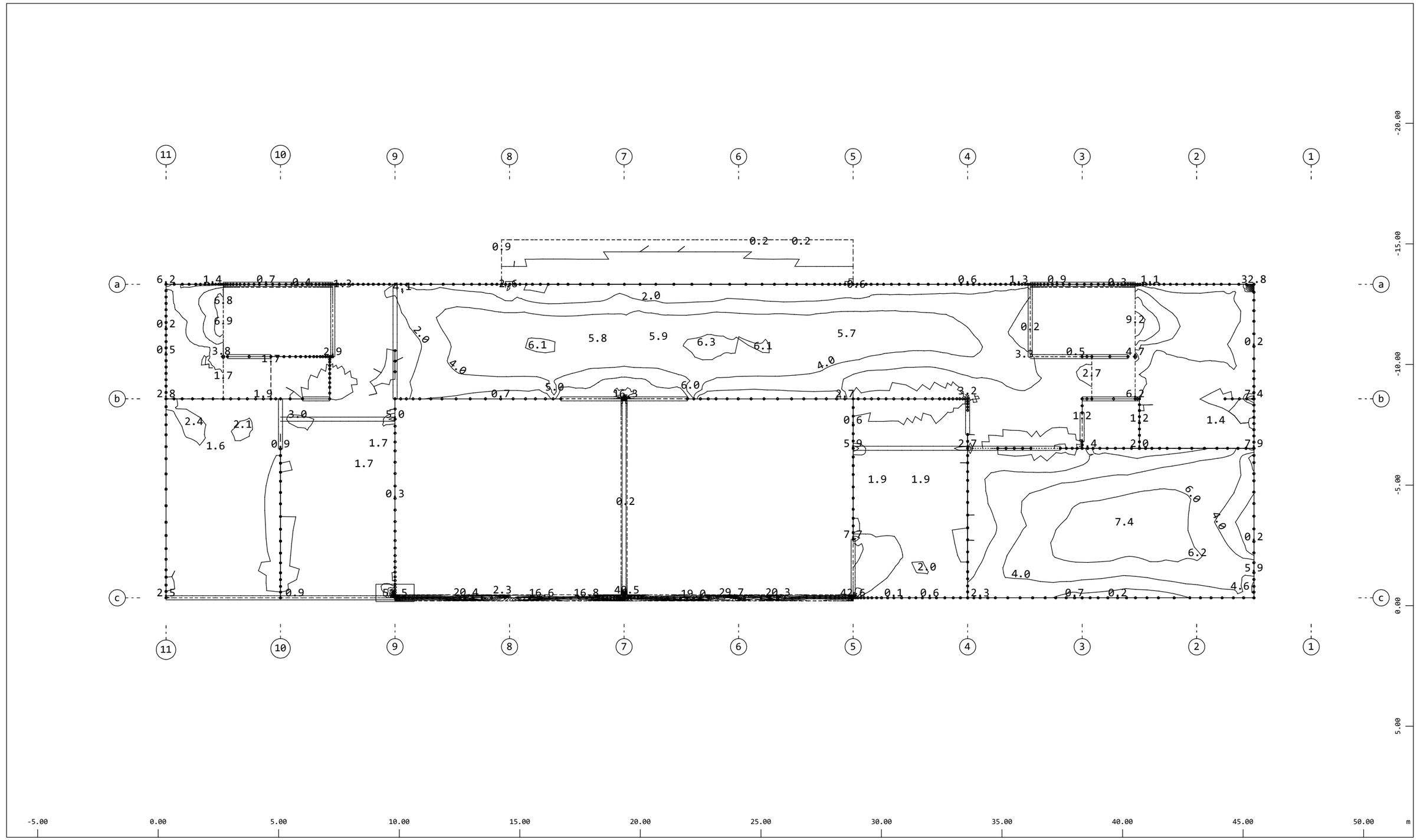
Bemessungslastfall 1 = GZT D	ständige und vorübergehende Beanspruchung
Bemessungslastfall 2 = GZG 1	Rissweite unter Last (quasi-ständige Kombination)

Das Maximum aus allen Kombinationen wird in den BLF 2 abgelegt. Nach dieser Kombination erfolgt die Bewehrungswahl, so dass alle Grenzzustände eingehalten werden.

Bereiche an Wandecken, Wandenden und über Stützen werden in der Regel gesondert nachgewiesen, da hier meist der Durchstanznachweis maßgebend wird.

Dieser wird mit einem anderen Programm geführt.

Decke über UG JFE_MAXIM
Bemessung

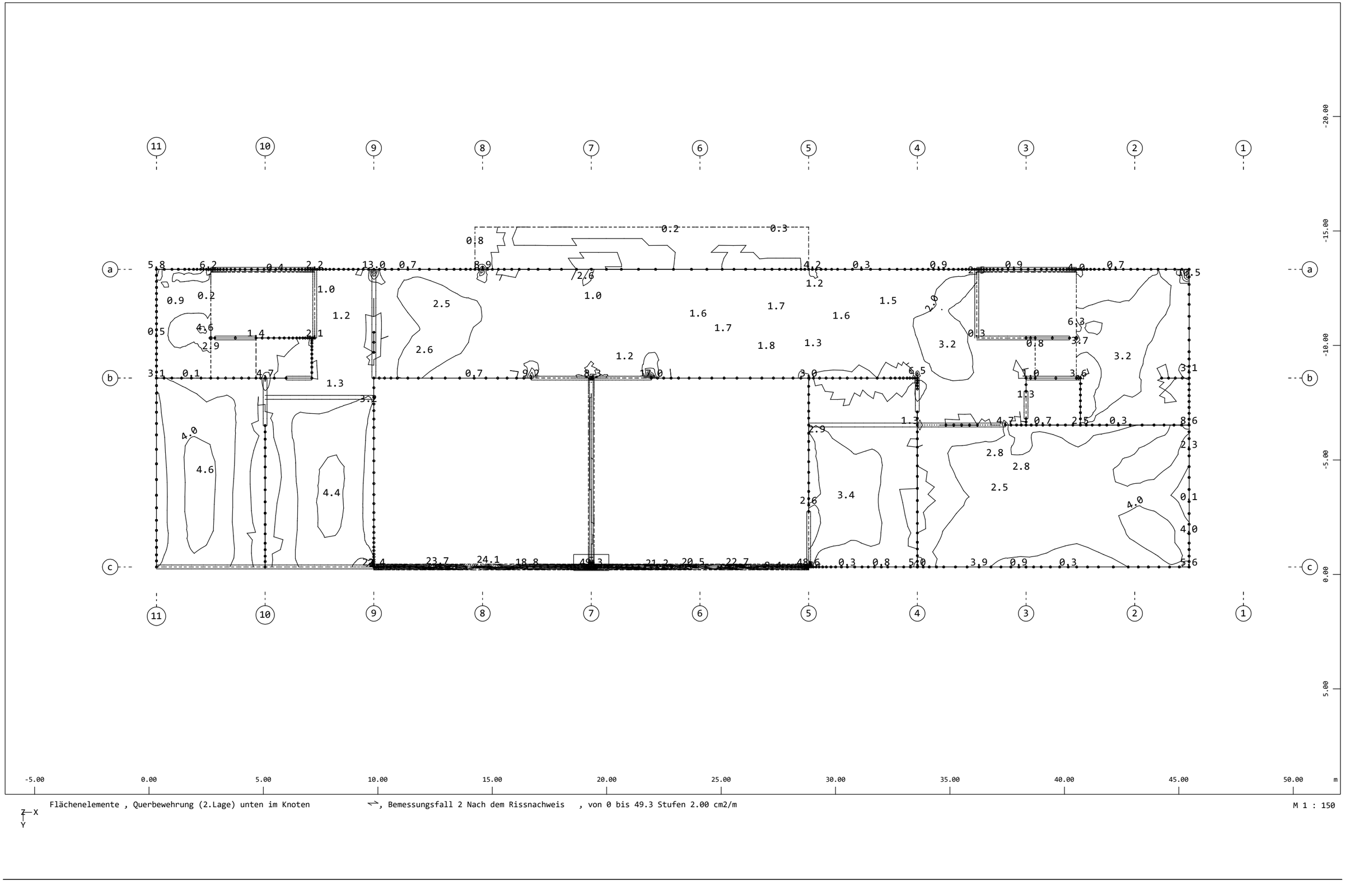


Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) unten im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , von 0 bis 51.5 Stufen 2.00 cm2/m

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Bemessung



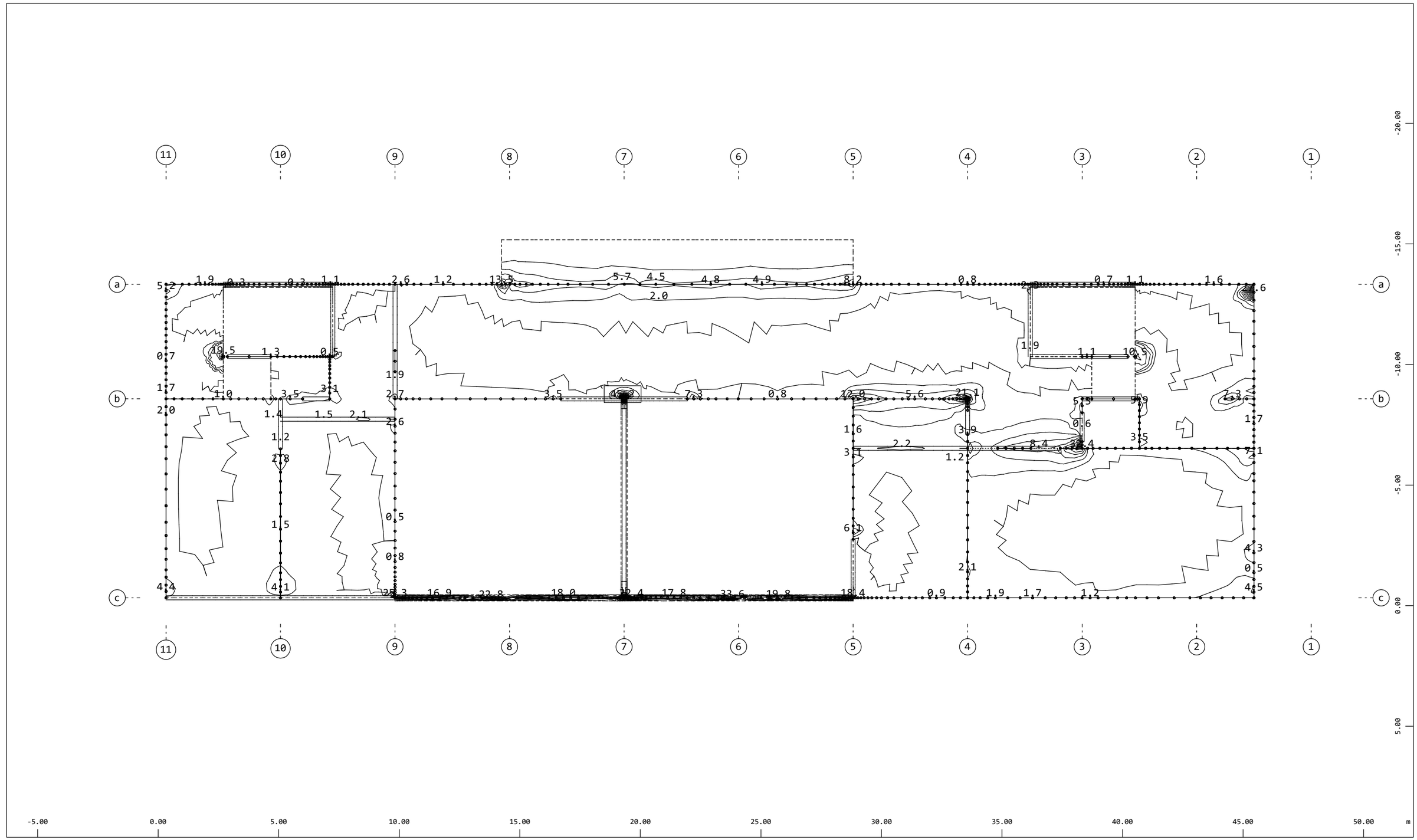
Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) unten im Knoten ⇄, Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , von 0 bis 49.3 Stufen 2.00 cm2/m

M 1 : 150

Z X
Y

SOFISTIK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Bemessung

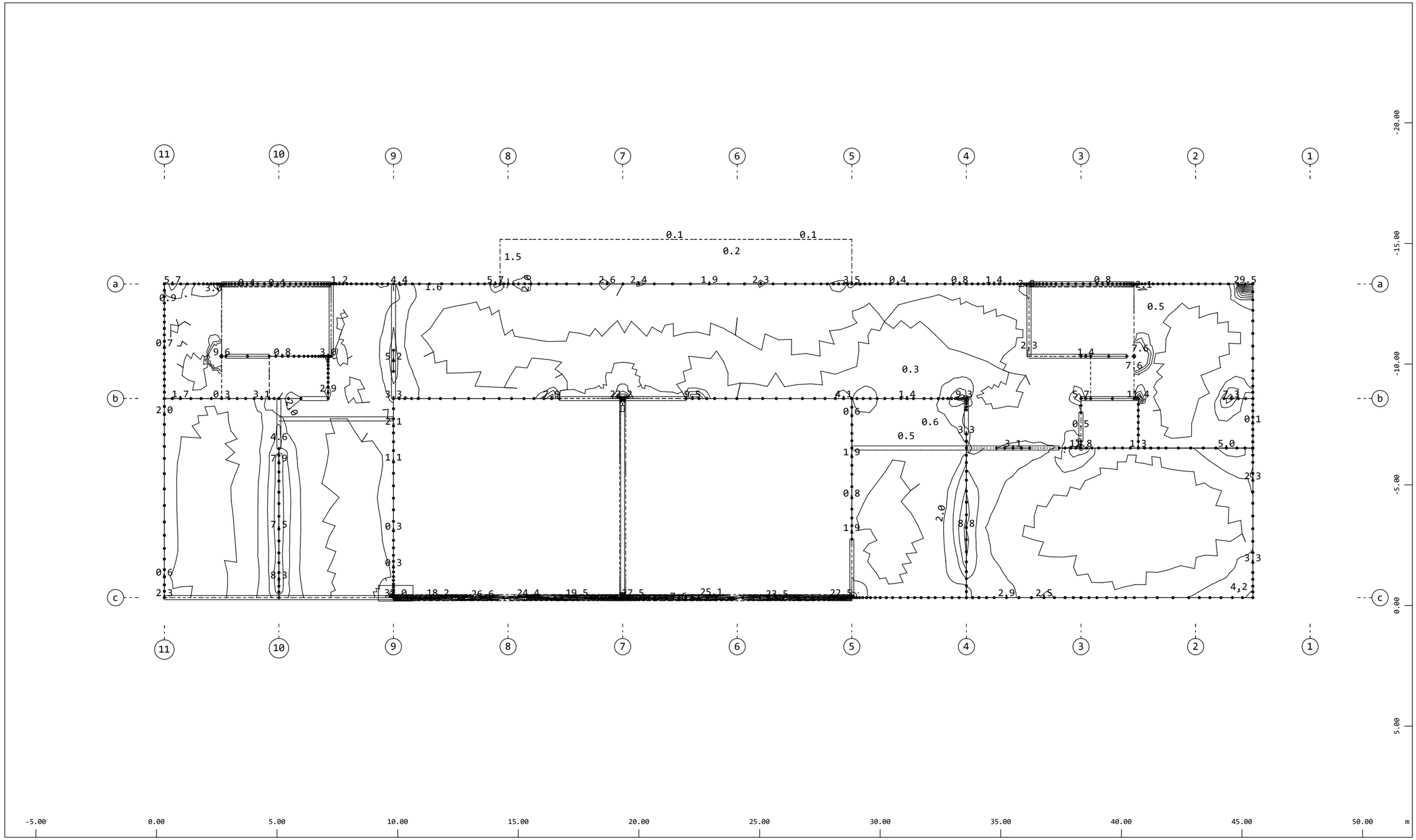


Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) oben im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , von 0 bis 45.2 Stufen 2.00 cm2/m

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Bemessung



Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) oben im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , von 0 bis 37.0 Stufen 2.00 cm2/m

M 1 : 150

Z X
Y

Bemessung für Querkraft in der Deckenplatte

Auf den nachfolgenden Seiten sind die Ergebnisse der Querkraftbemessung wiedergegeben. Zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung $V_{RD,c}$ wird der Wert aus der Grundbewehrung angesetzt.

Da nach DIN EN 1992-1, Abschnitt 9.3.2(3) für $V_{Ed} \leq 0{,}33 \cdot V_{Rd,max}$ die Querkraftbewehrung vollständig aus Querkraftzulagen bestehen darf, werden in Abhängigkeit der SOFiSTiK-Ergebnisse die erforderlichen Bügeldurchmesser bzw. Bügelabstände bestimmt.

Deckendicke	min.Grundbewehrung	vorh. a_s	$V_{RD,ct}$
20 cm	Ø12/15	7,54 cm²	86,2 kN

→ Berechnung $V_{RD,ct}$ siehe nachfolgende Seiten

Querkraftwiderstand eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung gem. DIN EN 1992-1-1, 6.2.2

Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit

$$V_{Rd.c} = \left(\frac{0.15}{\gamma_c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})} + 0.12 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d \quad (6.2a)$$

Mindestwert des Querkraftwiderstandes

$$V_{Rd.c.min} = (v_{min} + 0.12 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (6.2b)$$

mit $v_{min} = \frac{\kappa_1}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\kappa^3 \cdot f_{ck}}$ $\kappa_1 = 0.0375 .. 0.0525$ (6.3DE)

Bauteilabmessungen $h := 0.20 \cdot m$ $b_w := 1.00 \cdot m$

Beton Beton := "C30/37" $\gamma_c = 1.5$

Bewehrung $c := 35 \cdot mm$ Stahl := "B500"

Anzahl der Bewehrungslagen / Durchmesser / Abstand $n_{s.L} := 1$ Lage(n) - $\varnothing d_s := 12$ $s := 15 \cdot cm$

Betonlängsspannung in der Bauteilschwerachse (Druck positiv, Zug negativ) $N_{Ed} := 0 \cdot kN$

$$\sigma_{cp} := min\left(\frac{N_{Ed}}{b_w \cdot h}, 0.2 \cdot f_{cd}(Beton)\right) = 0 \text{ MN/m²}$$

<! $0.2 \cdot f_{cd}(Beton) = 3.4$ *MN/m²*

$$\kappa := min\left(1 + \sqrt{\frac{200 \cdot mm}{d}}, 2.0\right) \quad \begin{matrix} <! \\ 2.0 \end{matrix} \quad \kappa = 2$$

κ_1 = 0.0525 für d ≤ 600 mm = 0.0375 für d ≥ 800 mm = interpoliert für 600 < d < 800 mm $\kappa_1 = 0.0525$

$\rho_l = 0.47$ % <! 2%

$$V_{Rd.c.min} := \left(\frac{\kappa_1}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\kappa^3 \cdot f_{c.k}} \cdot \left(\frac{MN}{m^2}\right) + 0.12 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d = 86.2 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.c} := \left(\frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \kappa \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{c.k}} \cdot \left(\frac{MN}{m^2}\right) + 0.12 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d$$

$V_{Rd.c} = 77.1$ kN

Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd.c} := \max(V_{Rd.c}, V_{Rd.c.min})$ $V_{Rd.c} = 86.2$ kN

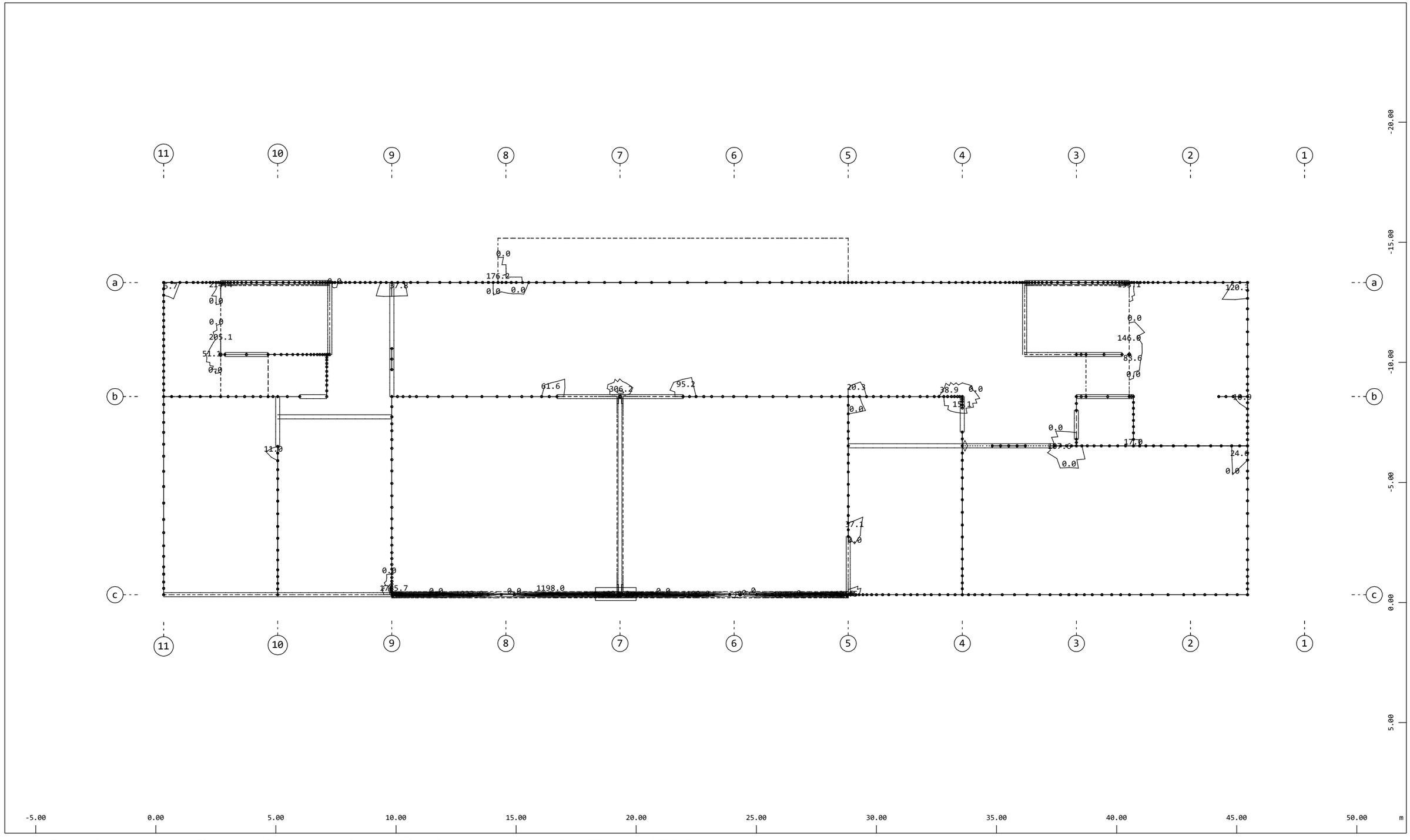
$v_{Rd.c} := \frac{V_{Rd.c}}{b_w \cdot d}$ $v_{Rd.c} = 0.54$ MN/m²

Übersicht über die Programmausgabe:

Als Ergebnisse der Berechnung werden folgende Übersichten ausgegeben:

- max. V_{ED} / $V_{RD,max}$…….....GZT
- max. V_{ED} (Werte über $V_{RD,ct}$)…….....GZT

Decke über UG JFE_MAXIM
Bemessung



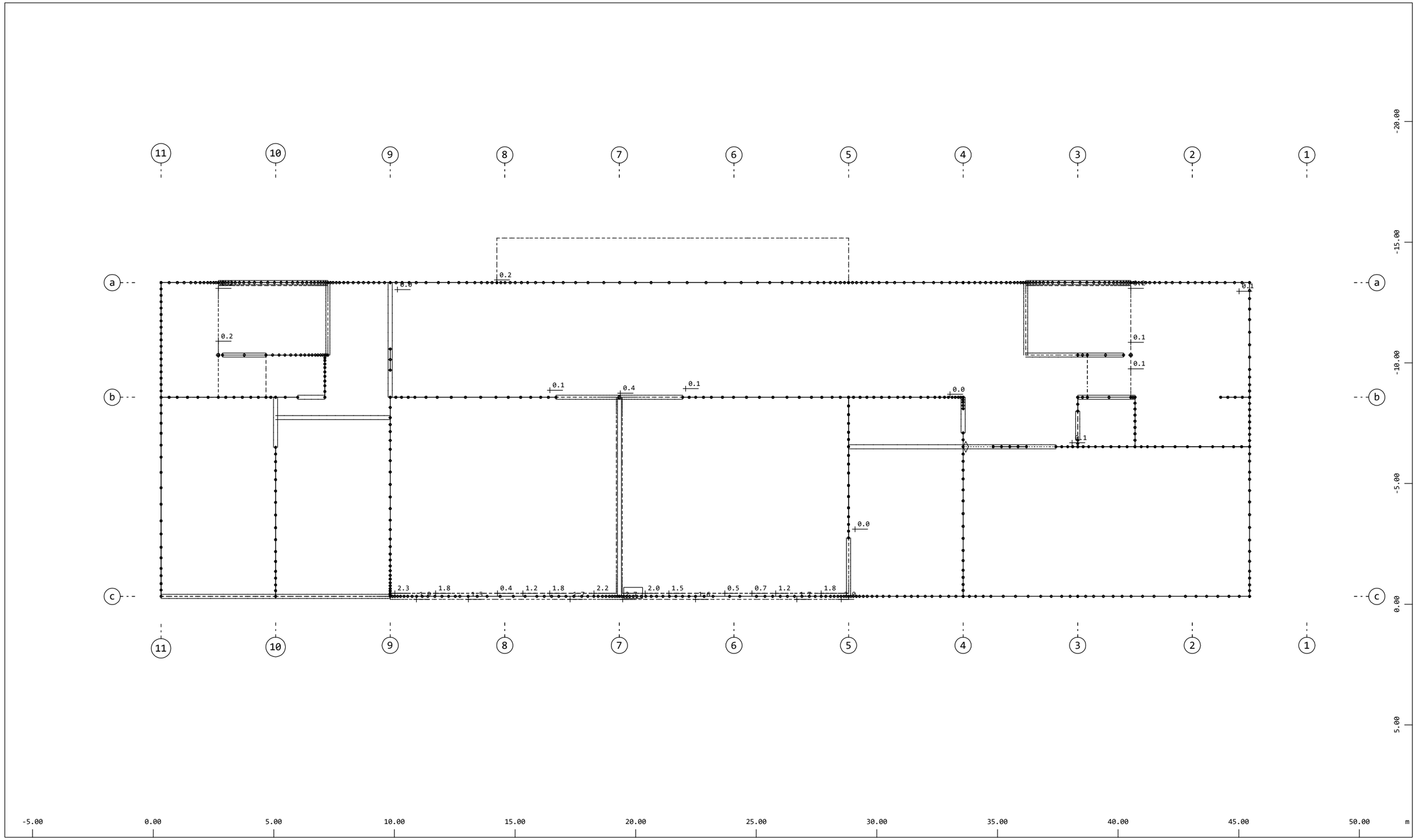
Maximale Bemessungsquerkraft VED im Knoten, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , Differenzen zu 86.0, von 0 bis 1833. Stufen 200.0 kN/m

M 1 : 150

Z X
Y

SOFISTIK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Bemessung



max.VED / VRDmax im Knoten in -, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , Differenzen zu 0.300 (Max=2.75)

M 1 : 150

Z X Y

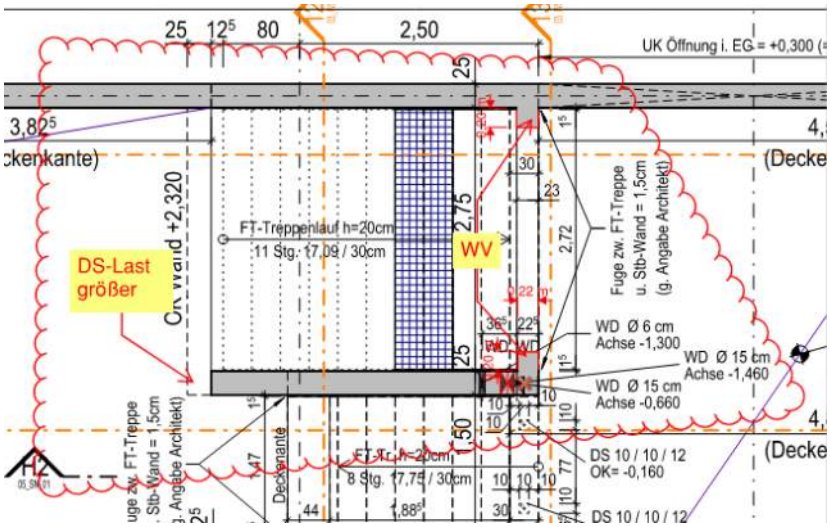
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Bemessung auf Durchstanzen

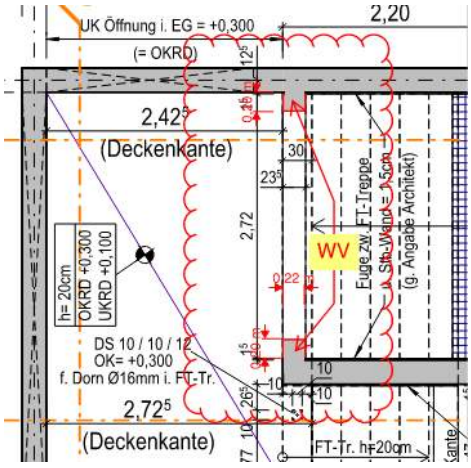
Folgende Durchstanzlasten sind für die Decke über dem OG wiedergegeben.

Im Bereich der Treppe im UG wird eine Anpassung erforderlich. Um die Durchstanzlast zu reduzieren, wird der Treppenlauf oben auf eine Wandvorlage (WV) gelagert. Außerdem wurde die Spannweite des Feldes zw. Achse 3-4 auf die Brüstung im EG etwas größer und damit die Durchstanzlast an der Ecke größer:

Achse 2-3:



Achse 10-11:

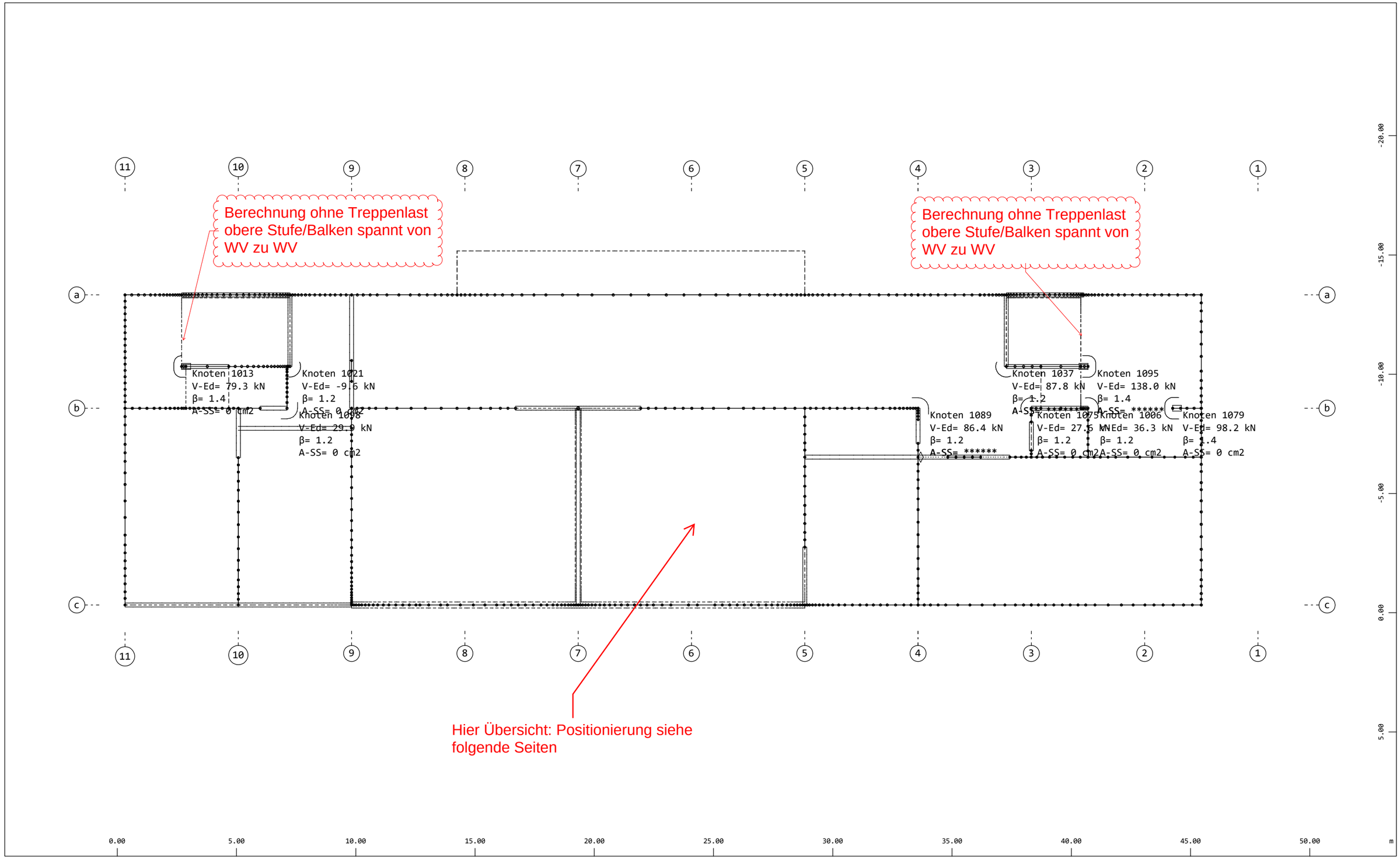


Die letzte Treppenstufe wird als Balken ausgebildet und die obere Treppenlast wird durch die WV aufgenommen.

Die FEM-Deckenberechnung wird lokal angepasst:

Siehe folgende Seiten

Decke über UG JFE_MAXIM
Bemessung

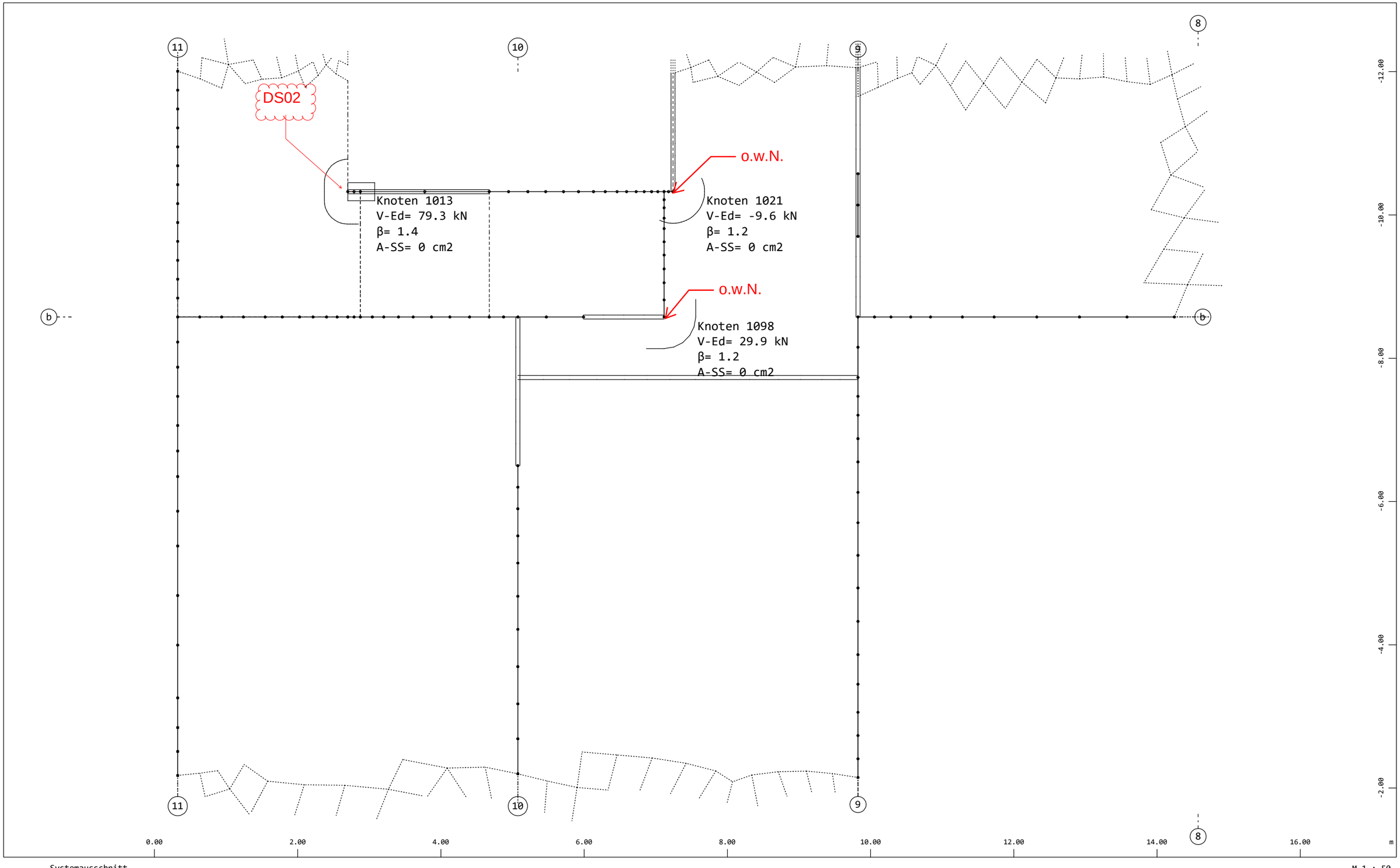


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Durchstanzen in cm2/m2, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT (Max=0)

M 1 : 150

Decke über UG JFE_MAXIM
Bemessung

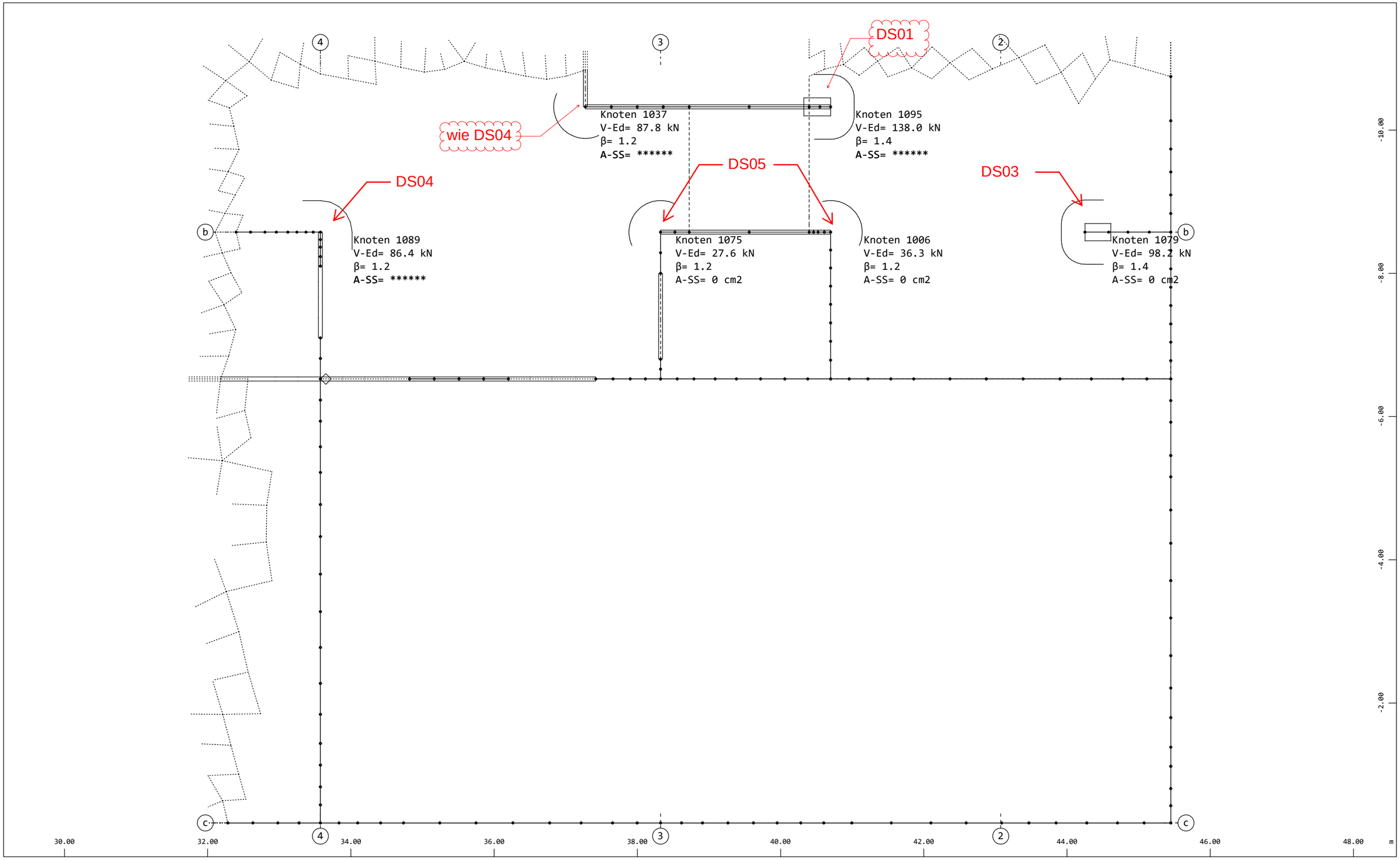


Systemausschnitt
Durchstanzen in cm2/m2, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT (Max=0)

M 1 : 50

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Bemessung



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt
Durchstanzen in cm2/m2, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT (Max=0)

Z—X
Y

M 1 : 50

HALFEN HDB Durchstanzbewehrung, ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12)
HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.71

HALFEN

Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.

Bemerkung: Achse 2-3/a-b

Durchstanznachweis für Rechteckstütze im Randbereich, Rand parallel zu a (**Ortbetonplatte**)

Bemessungswert Durchstanzlast	V_{Ed}	=	140,0 kN
Lasterhöhungsfaktor	β	=	1,40
Plattendicke	h	=	20 cm
statische Nutzhöhe	d	=	15 cm
Stützenbreite	b	=	25 cm
Stützenbreite	a	=	25 cm
Randabstand / Neigung	e / α	=	0 cm / 0 °
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o}$ / $c_{nom,u}$	=	3 cm / 3 cm
Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Flächenbewehrung	a_{sx}	=	11,31 cm²/m (ρ_x = 0,75 %)
Flächenbewehrung	a_{sy}	=	11,31 cm²/m (ρ_y = 0,75 %)
Längsbewehrungsgrad	ρ_l	=	0,75 % < 1,63 %

Öffnungen [cm]:

n	$d_{x,n}$	$d_{y,n}$	$x_{s,n}$	$y_{s,n}$
1	100	25	-62,5	0

am kritischen Rundschnitt u_1

Rundschnittführung analog Innenstütze			
bezogener Stützenumfang	u_0 / d	=	4,2
u_1		=	105,4 cm
$k = min\ \{ 1 + \sqrt{200/d[mm]}\ ; 2 \}$		=	2,00
Vorfaktor für $v_{Rd,c,1}$ nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04	$C_{Rd,c}$	=	0,12
$v_{Rd,c,1} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$		=	638,73 kN/m²
$v_{Rd,c,2} = v_{min} = 0{,}0525/\gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	494,97 kN/m²

$V_{Rd,c} = max\ \{v_{Rd,c,1}; v_{Rd,c,2}\} \cdot u_1 \cdot d = 101{,}0\ kN < 196{,}0\ kN = V_{Ed} \cdot \beta$
$V_{Rd,max} = 1{,}96 \cdot V_{Rd,c} = 197{,}9\ kN > 196{,}0\ kN = V_{Ed} \cdot \beta$

am äußeren Rundschnitt u_{out}

$u_{out,\,req} = 192{,}9\ cm < 213{,}3\ cm = u_{out,\,prov}$: Rundschnittführung analog Innenstütze
$l_{s,\,req} = 50{,}5\ cm < 60{,}5\ cm = l_{s,\,prov}$

$\beta_{red} = max\ \{ \beta / (1{,}2 + \beta \cdot l_{s,\,prov}/(20 \cdot d)) ; 1{,}1 \}$		=	1,10
Vorfaktor für $v_{Rd,c,out,1}$ nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04	$C_{Rd,c,out}$	=	0,10
$v_{Rd,c,out,1} = C_{Rd,c,out} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$		=	532,27 kN/m²
$v_{Rd,c,out,2} = v_{min} = 0{,}0525/\gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	494,97 kN/m²

$V_{Rd,c,out} = max\ \{v_{Rd,c,out,1}; v_{Rd,c,out,2}\} \cdot u_{out,\,prov} \cdot d = 170{,}3\ kN > 154{,}0\ kN = V_{Ed} \cdot \beta_{red}$

Ankerdurchmesser d_A :	12 mm	14 mm	16 mm	20 mm	25 mm
Bereich C :	4	3	3	2	1

Gewählt:	innen :	HDB-12/145-2/220 (55/110/55)
	außen :	2 x HDB-12/145-2/220 (55/110/55)

Anzahl der Kombinationen pro Stütze m_C= 5 Anzahl der Stützen = 1

Leviat GmbH, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld, Tel.: +49 2173 970 0, Fax: +49 2173 970 123 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

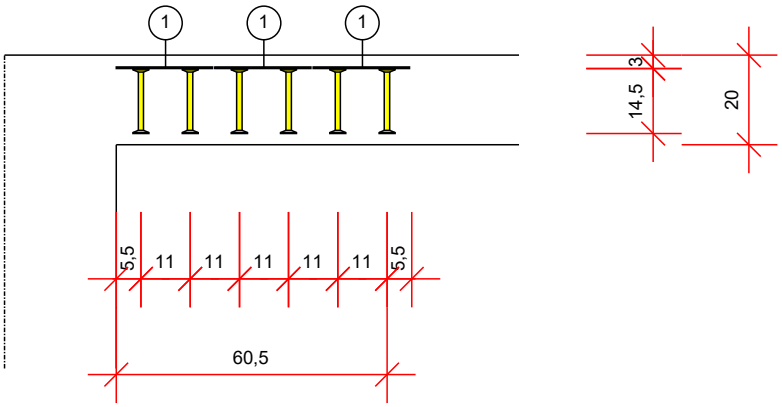
$V_{Rd,sy} = m_C \cdot n_C \cdot d_A^2 / 4 \cdot \pi \cdot f_{yd}/\eta = 491{,}7\ kN > 196{,}0\ kN = V_{Ed} \cdot \beta\ (\eta = 1{,}00)$

Elementabstand innen / außen = 17,4 cm / 52,1 cm

Hinweis: Für die Abreißbewehrung ist DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 zu berücksichtigen:
$A_s = V_{Ed}/(1{,}4 \cdot f_{yk}) = 2{,}0\ cm^2$

Verlegebereich

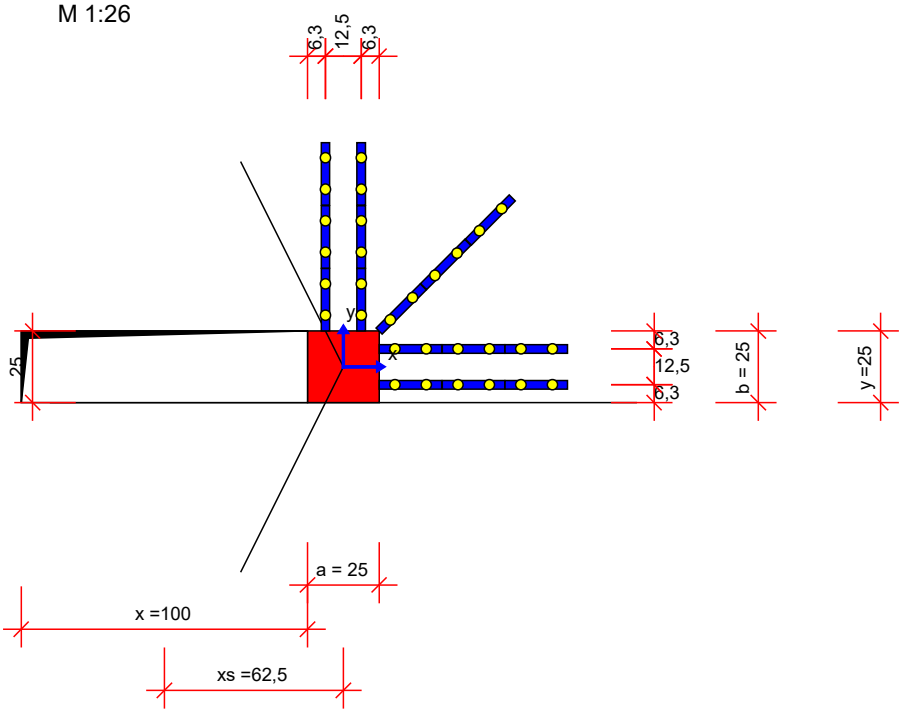
Schnitt M 1:16



(1) 5x 3x HDB-12/145-2/220 (55/110/55)

[cm]

Grundriss M 1:26



Mindeststablängen: $l_{bar,min,x} = 221\ cm + 2 \cdot l_{bd}$; $l_{bar,min,y} = 123\ cm + l_{bd}$; l_{bd} Bemessungswert Verankerungslänge
Mindeststablänge wurde nach Heft 600 (2. Auflage 2020) ermittelt.
Hinweis: Aus anderen Nachweisen können sich größere erforderliche Mindeststablängen ergeben.
Stablängen ohne Verankerungselement am freien Rand ermittelt. Die Verankerung am freien Rand ist gesondert nachzuweisen.

Leviat GmbH, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld, Tel.: +49 2173 970 0, Fax: +49 2173 970 123 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

HALFEN HDB Durchstanzbewehrung, ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12)
HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.71

HALFEN

Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.

Bemerkung: Achse10-11/a-b

Durchstanznachweis für Rechteckstütze im Randbereich, Rand parallel zu a (**Ortbetonplatte**)

Bemessungswert Durchstanzlast	V_{Ed}	=	80,0 kN
Lasterhöhungsfaktor	β	=	1,40
Plattendicke	h	=	20 cm
statische Nutzhöhe	d	=	15 cm
Stützenbreite	b	=	25 cm
Stützenbreite	a	=	25 cm
Randabstand / Neigung	e / α	=	0 cm / 0 °
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o}$ / $c_{nom,u}$	=	3 cm / 3 cm
Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Flächenbewehrung	a_{sx}	=	7,54 cm²/m (ρ_x = 0,50 %)
Flächenbewehrung	a_{sy}	=	7,54 cm²/m (ρ_y = 0,50 %)
Längsbewehrungsgrad	ρ_l	=	0,50 % < 1,63 %

Öffnungen [cm]:

n	$d_{x,n}$	$d_{y,n}$	$x_{s,n}$	$y_{s,n}$
1	100	25	-62,5	0

am kritischen Rundschnitt u_1

Rundschnittführung analog Innenstütze			
bezogener Stützenumfang	u_0 / d	=	4,2
u_1		=	105,4 cm
$k = min\ \{ 1 + \sqrt{200/d[mm]}\ ; 2 \}$		=	2,00
Vorfaktor für $v_{Rd,c,1}$ nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04	$C_{Rd,c}$	=	0,12
$v_{Rd,c,1} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$		=	558,1 kN/m²
$v_{Rd,c,2} = v_{min} = 0{,}0525/\gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	494,97 kN/m²

$V_{Rd,c} = max\ \{v_{Rd,c,1}; v_{Rd,c,2}\} \cdot u_1 \cdot d = 88{,}2\ kN < 112{,}0\ kN = V_{Ed} \cdot \beta$
$V_{Rd,max} = 1{,}96 \cdot V_{Rd,c} = 173{,}0\ kN > 112{,}0\ kN = V_{Ed} \cdot \beta$

am äußeren Rundschnitt u_{out}

$u_{out,\,req} = 119{,}1\ cm < 123{,}7\ cm = u_{out,\,prov}$: Rundschnittführung analog Innenstütze
$l_{s,\,req} = 14{,}2\ cm < 16{,}5\ cm = l_{s,\,prov}$

$\beta_{red} = max\ \{ \beta / (1{,}2 + \beta \cdot l_{s,\,prov}/(20 \cdot d)) ; 1{,}1 \}$		=	1,10
Vorfaktor für $v_{Rd,c,out,1}$ nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04	$C_{Rd,c,out}$	=	0,10
$v_{Rd,c,out,1} = C_{Rd,c,out} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$		=	465,09 kN/m²
$v_{Rd,c,out,2} = v_{min} = 0{,}0525/\gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	494,97 kN/m²

$V_{Rd,c,out} = max\ \{v_{Rd,c,out,1}; v_{Rd,c,out,2}\} \cdot u_{out,\,prov} \cdot d = 91{,}9\ kN > 88{,}0\ kN = V_{Ed} \cdot \beta_{red}$

Ankerdurchmesser d_A :	12 mm	14 mm	16 mm	20 mm	25 mm
Bereich C :	3	2	2	1	1

Gewählt:	innen :	HDB-12/145-2/220 (55/110/55)
	außen :	--

Anzahl der Kombinationen pro Stütze m_C = 3 Anzahl der Stützen = 1

Leviat GmbH, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld, Tel.: +49 2173 970 0, Fax: +49 2173 970 123 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

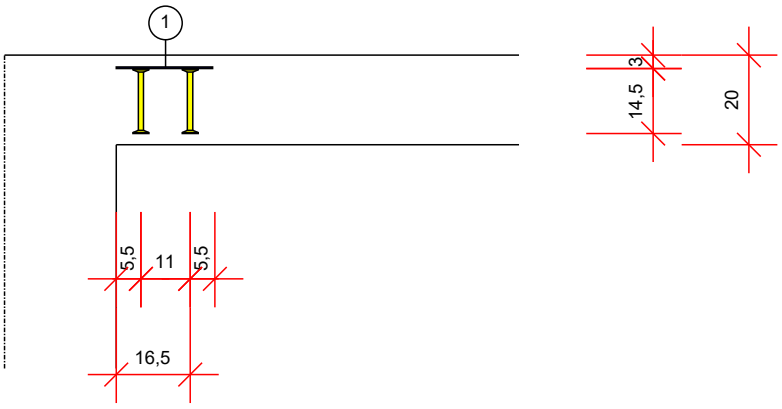
$V_{Rd,sy} = m_C \cdot n_C \cdot d_A^2 / 4 \cdot \pi \cdot f_{yd}/\eta = 295{,}0\ kN > 112{,}0\ kN = V_{Ed} \cdot \beta\ (\eta = 1{,}00)$

Elementabstand innen / außen = 23,5 cm / 24,6 cm

Hinweis: Für die Abreißbewehrung ist DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 zu berücksichtigen:
$A_s = V_{Ed}/(1{,}4 \cdot f_{yk}) = 1{,}1\ cm^2$

Verlegebereich

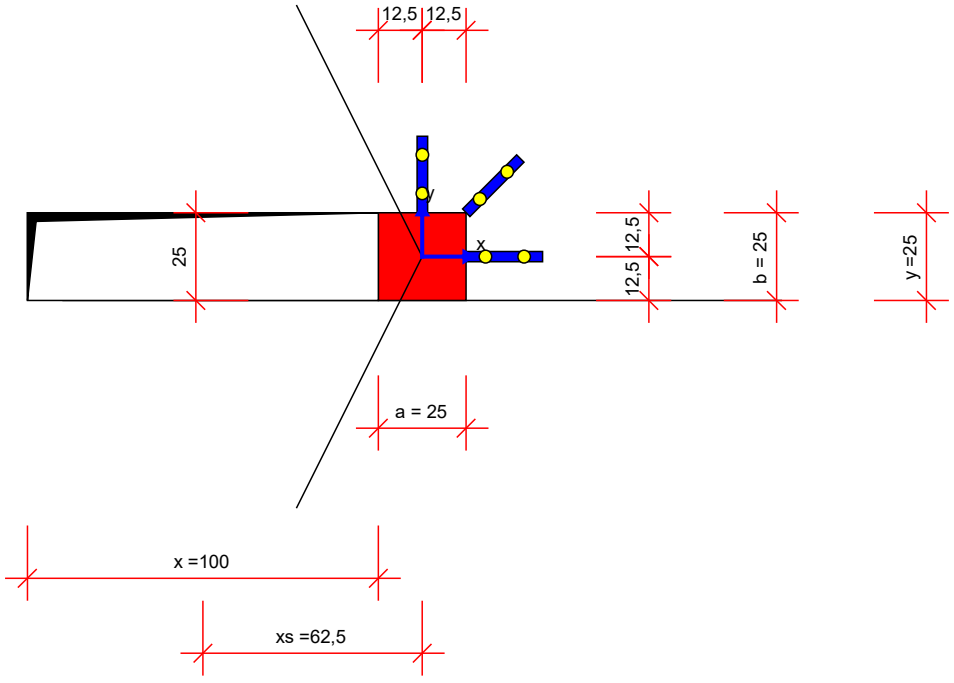
Schnitt M 1:16



1 3x 1x HDB-12/145-2/220 (55/110/55)

[cm]

Grundriss M 1:21



Mindeststablängen: $l_{bar,min,x} = 133\ cm + 2 \cdot l_{bd}$; $l_{bar,min,y} = 79\ cm + l_{bd}$; l_{bd} Bemessungswert Verankerungslänge
Mindeststablänge wurde nach Heft 600 (2. Auflage 2020) ermittelt.
Hinweis: Aus anderen Nachweisen können sich größere erforderliche Mindeststablängen ergeben.
Stablängen ohne Verankerungselement am freien Rand ermittelt. Die Verankerung am freien Rand ist gesondert nachzuweisen.

Leviat GmbH, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld, Tel.: +49 2173 970 0, Fax: +49 2173 970 123 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

HALFEN HDB Durchstanzbewehrung, ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12)
HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.62

HALFEN

Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.

Bemerkung: Achse 2/b

Durchstanznachweis für Rechteckstütze im Randbereich, Rand parallel zu b (**Ortbetonplatte**)

Bemessungswert Durchstanzlast	V_{Ed}	=	100,0 kN
Lasterhöhungsfaktor	β	=	1,40
Plattendicke	h	=	20 cm
statische Nutzhöhe	d	=	15 cm
Stützenbreite	b	=	25 cm
Stützenbreite	a	=	25 cm
Randabstand / Neigung	c / α	=	0 cm / 0 °
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o}$ / $c_{nom,u}$	=	3 cm / 3 cm
Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Flächenbewehrung	a_{sx}	=	7,54 cm²/m (ρ_x = 0,50 %)
Flächenbewehrung	a_{sy}	=	7,54 cm²/m (ρ_y = 0,50 %)
Längsbewehrungsgrad	ρ_l	=	0,50 % < 1,63 %

am kritischen Rundschnitt u_1

Rundschnittführung analog Innenstütze			
bezogener Stützenumfang	u_0 / d	=	6,7
u_1		=	169,2 cm
$k = min\ \{ 1 + \sqrt{200/d[mm]}\ ; 2 \}$		=	2,00
Vorfaktor für $v_{Rd,c,1}$ nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04	$C_{Rd,c}$	=	0,12
$v_{Rd,c,1} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$		=	558,1 kN/m²
$v_{Rd,c,2} = v_{min} = 0{,}0525/\gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	494,97 kN/m²

$V_{Rd,c} = max\ \{v_{Rd,c,1}; v_{Rd,c,2}\} \cdot u_1 \cdot d = 141{,}7\ kN > 140{,}0\ kN = V_{Ed} \cdot \beta$

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich

Hinweis: Für die Abreißbewehrung ist DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 zu berücksichtigen:
$A_s = V_{Ed}/(1{,}4 \cdot f_{yk}) = 1{,}4$ cm²

Leviat GmbH, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld, Tel.: +49 2173 970 0, Fax: +49 2173 970 123 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

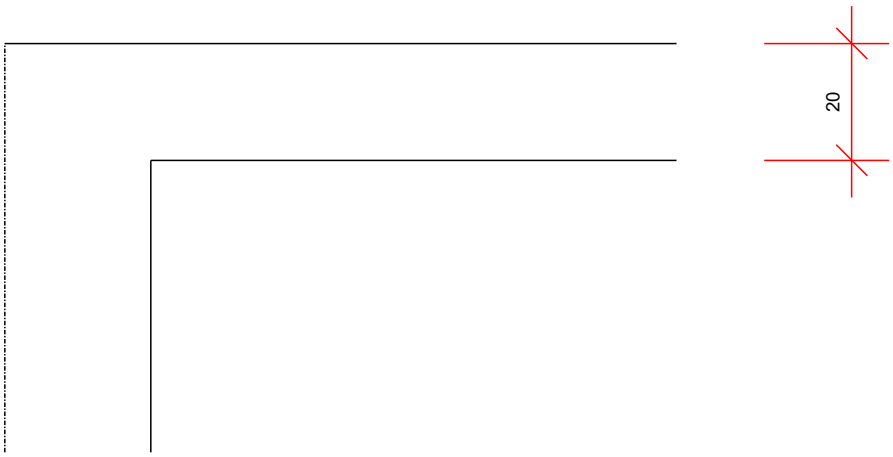
HALFEN HDB Durchstanzbewehrung, ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12)
HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.62

HALFEN

Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.

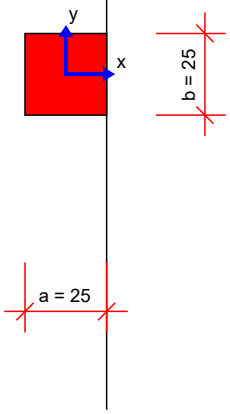
Verlegebereich

Schnitt M 1:13



[cm]

Grundriss M 1:23



Mindeststablängen: $l_{bar,min,x}$ = 70 cm + l_{bd}; $l_{bar,min,y}$ = 115 cm + 2 · l_{bd}; l_{bd} Bemessungswert Verankerungslänge
Mindeststablänge wurde nach Heft 600 (2. Auflage 2020) ermittelt.
Hinweis: Aus anderen Nachweisen können sich größere erforderliche Mindeststablängen ergeben.
Stablängen ohne Verankerungselement am freien Rand ermittelt. Die Verankerung am freien Rand ist gesondert nachzuweisen.

Leviat GmbH, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld, Tel.: +49 2173 970 0, Fax: +49 2173 970 123 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

HALFEN HDB Durchstanzbewehrung, ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12)
HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.62

HALFEN

Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.

Bemerkung: Achse 4/b

Durchstanznachweis für Innenecke (**Ortbetonplatte**)

Bemessungswert Durchstanzlast	V_{Ed}	=	100,0 kN
Lasterhöhungsfaktor	β	=	1,20
Plattendicke	h	=	20 cm
statische Nutzhöhe	d	=	15 cm
Wanddicke	b	=	22,5 cm
Einflussbreite	a	=	22,5 cm
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o}$ / $c_{nom,u}$	=	3 cm / 3 cm
Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Flächenbewehrung	a_{sx}	=	7,54 cm²/m (ρ_x = 0,50 %)
Flächenbewehrung	a_{sy}	=	7,54 cm²/m (ρ_y = 0,50 %)
Längsbewehrungsgrad	ρ_l	=	0,50 % < 1,63 %

am kritischen Rundschnitt u_1
Rundschnittführung analog Innenstütze

bezogener Stützenumfang	u_0 / d	=	6
u_1		=	92,1 cm
$k = min\ \{ 1 + \sqrt{200/d[mm]}\ ; 2 \}$		=	2,00
Vorfaktor für $v_{Rd,c,1}$ nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04	$C_{Rd,c}$	=	0,12
$v_{Rd,c,1} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$		=	558,1 kN/m²
$v_{Rd,c,2} = v_{min} = 0{,}0525/\gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	494,97 kN/m²

$V_{Rd,c} = max\ \{v_{Rd,c,1}; v_{Rd,c,2}\} \cdot u_1 \cdot d = 77{,}1\ kN < 120{,}0\ kN = V_{Ed} \cdot \beta$
$V_{Rd,max} = 1{,}96 \cdot V_{Rd,c} = 151{,}2\ kN > 120{,}0\ kN = V_{Ed} \cdot \beta$

am äußeren Rundschnitt u_{out}
$u_{out,\,req} = 148{,}2\ cm < 158{,}1\ cm = u_{out,\,prov}$: Rundschnittführung analog Innenstütze
$l_{s,\,req} = 43{,}2\ cm < 49{,}5\ cm = l_{s,\,prov}$

$\beta_{red} = max\ \{ \beta / (1{,}2 + \beta \cdot l_{s,\,prov}/(40 \cdot d))\ ;\ 1{,}1 \}$		=	1,10
Vorfaktor für $v_{Rd,c,out,1}$ nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04	$C_{Rd,c,out}$	=	0,10
$v_{Rd,c,out,1} = C_{Rd,c,out} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$		=	465,09 kN/m²
$v_{Rd,c,out,2} = v_{min} = 0{,}0525/\gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	494,97 kN/m²

$V_{Rd,c,out} = max\ \{v_{Rd,c,out,1}; v_{Rd,c,out,2}\} \cdot u_{out,\,prov} \cdot d = 117{,}4\ kN > 110{,}0\ kN = V_{Ed} \cdot \beta_{red}$

Ankerdurchmesser d_A :	12 mm	14 mm	16 mm	20 mm	25 mm
Bereich C :	3	2	2	1	1

Gewählt:	innen :	HDB-12/145-2/220 (55/110/55)
	außen :	HDB-12/145-3/330 (55/110/110/55)

Anzahl der Kombinationen pro Stütze m_C= 3 Anzahl der Stützen = 1

$V_{Rd,sy} = m_C \cdot n_C \cdot d_A^2 / 4 \cdot \pi \cdot f_{yd}/\eta = 295{,}0\ kN > 120{,}0\ kN = V_{Ed} \cdot \beta\ (\eta = 1{,}00)$

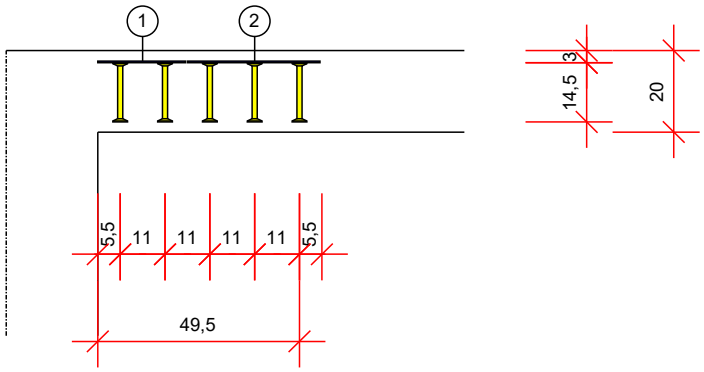
Elementabstand innen / außen = 22,3 cm / 48,5 cm

Leviat GmbH, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld, Tel.: +49 2173 970 0, Fax: +49 2173 970 123 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

Hinweis: Für die Abreißbewehrung ist DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 zu berücksichtigen:
$A_s = V_{Ed}/(1{,}4 \cdot f_{yk}) = 1{,}4$ cm²

Verlegebereich

Schnitt M 1:18

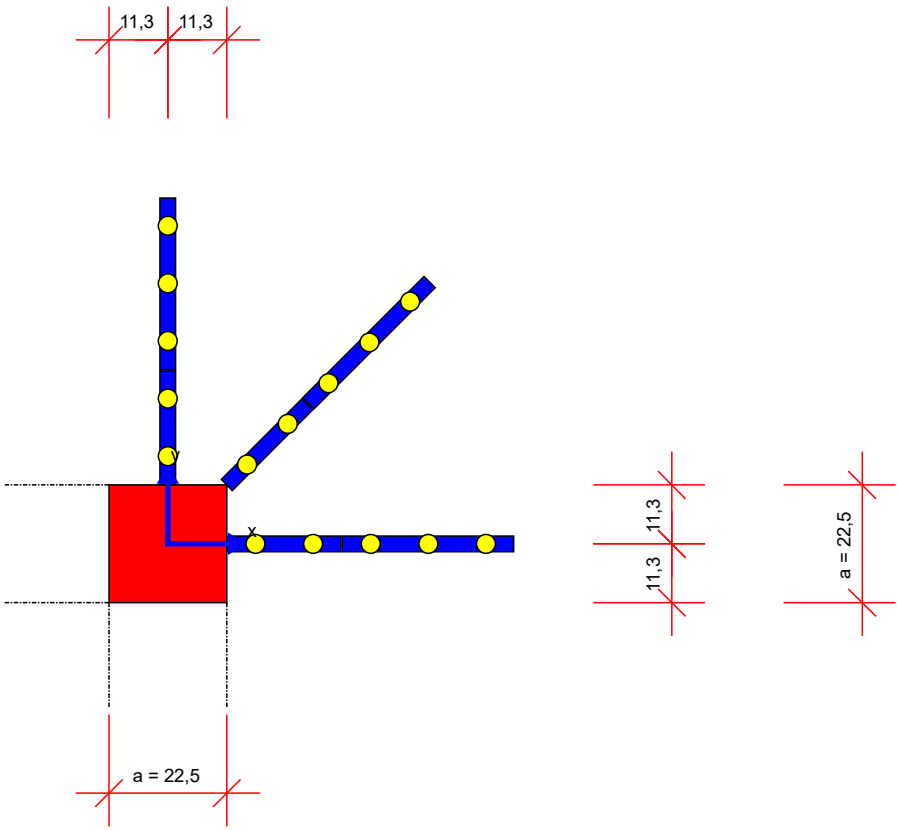


1 3x 1x HDB-12/145-2/220 (55/110/55)

2 3x 1x HDB-12/145-3/330 (55/110/110/55)

[cm]

Grundriss M 1:14



Mindeststablängen: $l_{bar,min,x} = 109{,}5$ cm + 2 · l_{bd}; $l_{bar,min,y} = 109{,}5$ cm + 2 · l_{bd}; l_{bd} Bemessungswert Verankerungslänge
Mindeststablänge wurde nach Heft 600 (2. Auflage 2020) ermittelt.
Hinweis: Aus anderen Nachweisen können sich größere erforderliche Mindeststablängen ergeben.
Die Stäbe sind beginnend vom Anschnitt der Wand mindestens 87 cm + l_{bd} in die Platte zu führen.

Leviat GmbH, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld, Tel.: +49 2173 970 0, Fax: +49 2173 970 123 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

HALFEN HDB Durchstanzbewehrung, ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12)
HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.62

HALFEN

Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.

Bemerkung: Achse 3-2/b

Durchstanznachweis für Innenecke (**Ortbetonplatte**)

Bemessungswert Durchstanzlast	V_{Ed}	=	60,0 kN
Lasterhöhungsfaktor	β	=	1,20
Plattendicke	h	=	20 cm
statische Nutzhöhe	d	=	15 cm
Wanddicke	b	=	22,5 cm
Einflussbreite	a	=	22,5 cm
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o}$ / $c_{nom,u}$	=	3 cm / 3 cm
Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Flächenbewehrung	a_{sx}	=	7,54 cm²/m (ρ_x = 0,50 %)
Flächenbewehrung	a_{sy}	=	7,54 cm²/m (ρ_y = 0,50 %)
Längsbewehrungsgrad	ρ_l	=	0,50 % < 1,63 %

am kritischen Rundschnitt u_1
Rundschnittführung analog Innenstütze

bezogener Stützenumfang	u_0 / d	=	6
u_1		=	92,1 cm
$k = min\ \{ 1 + \sqrt{200/d[mm]}\ ; 2 \}$		=	2,00
Vorfaktor für $v_{Rd,c,1}$ nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04	$C_{Rd,c}$	=	0,12
$v_{Rd,c,1} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$		=	558,1 kN/m²
$v_{Rd,c,2} = v_{min} = 0{,}0525/\gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	494,97 kN/m²

$V_{Rd,c} = max\ \{v_{Rd,c,1}; v_{Rd,c,2}\} \cdot u_1 \cdot d = 77{,}1\ kN > 72{,}0\ kN = V_{Ed} \cdot \beta$

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich

Hinweis: Für die Abreißbewehrung ist DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 zu berücksichtigen:
$A_s = V_{Ed}/(1{,}4 \cdot f_{yk}) = 0{,}9$ cm²

Leviat GmbH, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld, Tel.: +49 2173 970 0, Fax: +49 2173 970 123 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

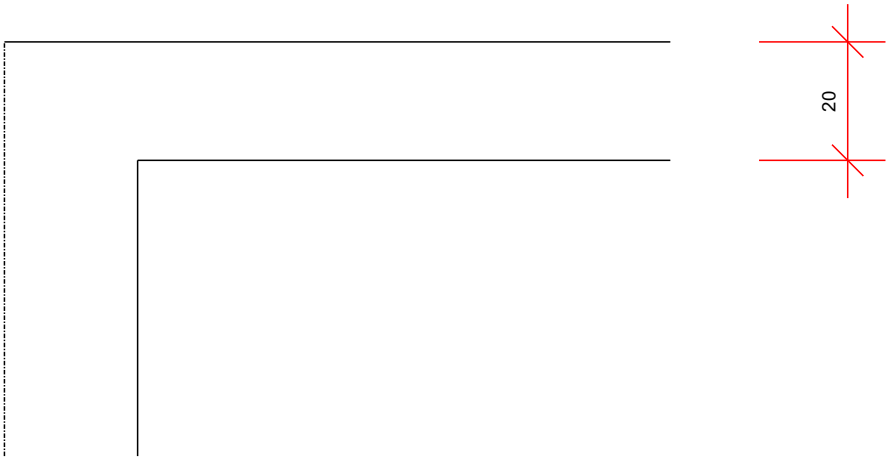
HALFEN HDB Durchstanzbewehrung, ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12)
HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.62

HALFEN

Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.

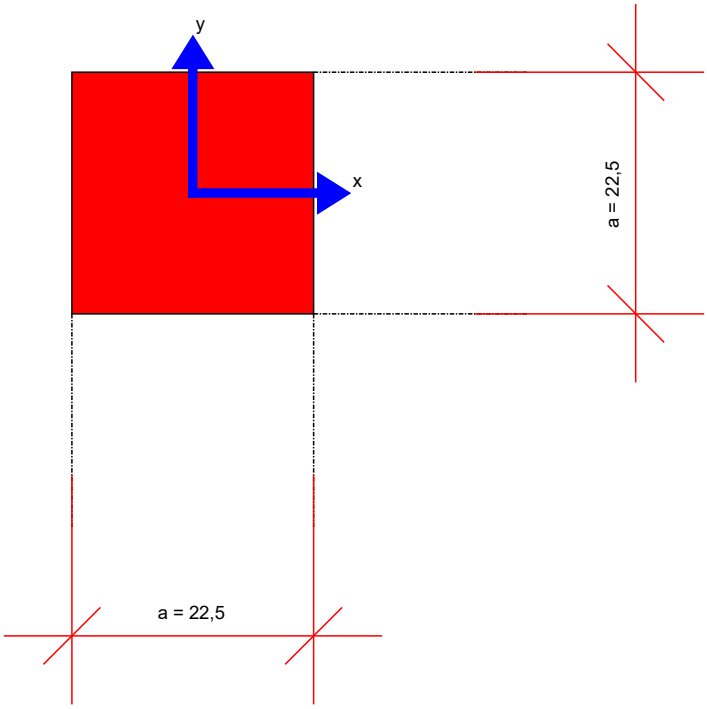
Verlegebereich

Schnitt M 1:12



[cm]

Grundriss M 1:7



Mindeststablängen: $l_{bar,min,x}$ = 67,5 cm + 2 · l_{bd}; $l_{bar,min,y}$ = 67,5 cm + 2 · l_{bd}; l_{bd} Bemessungswert Verankerungslänge
Mindeststablänge wurde nach Heft 600 (2. Auflage 2020) ermittelt.
Hinweis: Aus anderen Nachweisen können sich größere erforderliche Mindeststablängen ergeben.
Die Stäbe sind beginnend vom Anschnitt der Wand mindestens 45 cm + l_{bd} in die Platte zu führen.

Leviat GmbH, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld, Tel.: +49 2173 970 0, Fax: +49 2173 970 123 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

Bemessung der Unterzüge

Auf den nachfolgenden Seiten erfolgt die Bemessung der Unterzüge.

Übersicht über die Programmausgabe:

- erforderliche Längsbewehrung……..... GZT / GZG
- erforderliche Schubbewehrung……..…..... GZT

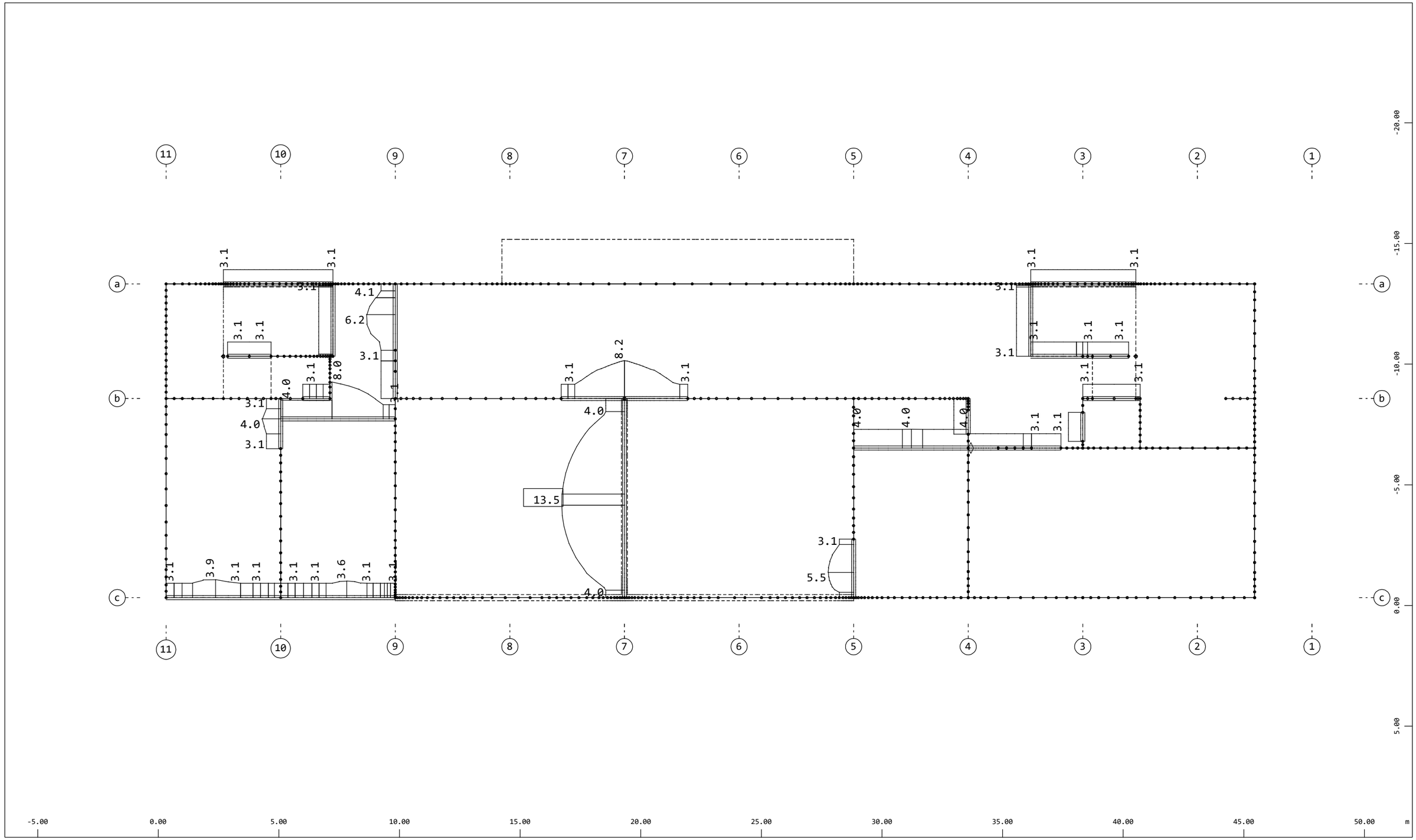
Erläuterungen zur Ausgabe:

Längsbewehrung Rang 1: untere Längsbewehrung

Längsbewehrung Rang 2: obere Längsbewehrung

Bügelbewehrung Rang 1

Decke über UG JFE_MAXIM
Bemessung



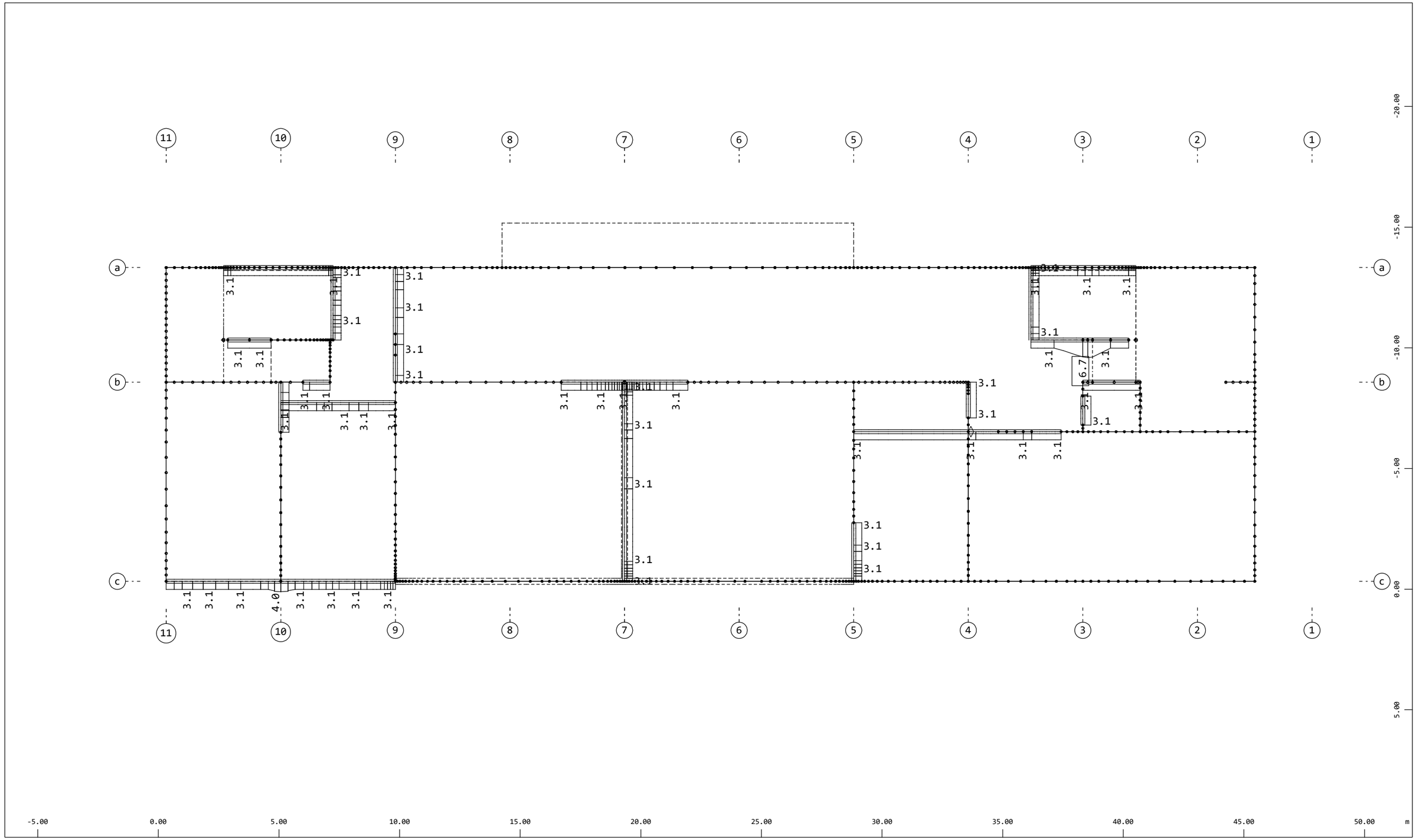
Stabelemente , Längsbewehrung Rang M1, Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , 1 cm im Raum = 7.81 cm2 (Max=13.5)

Z X
Y

M 1 : 150

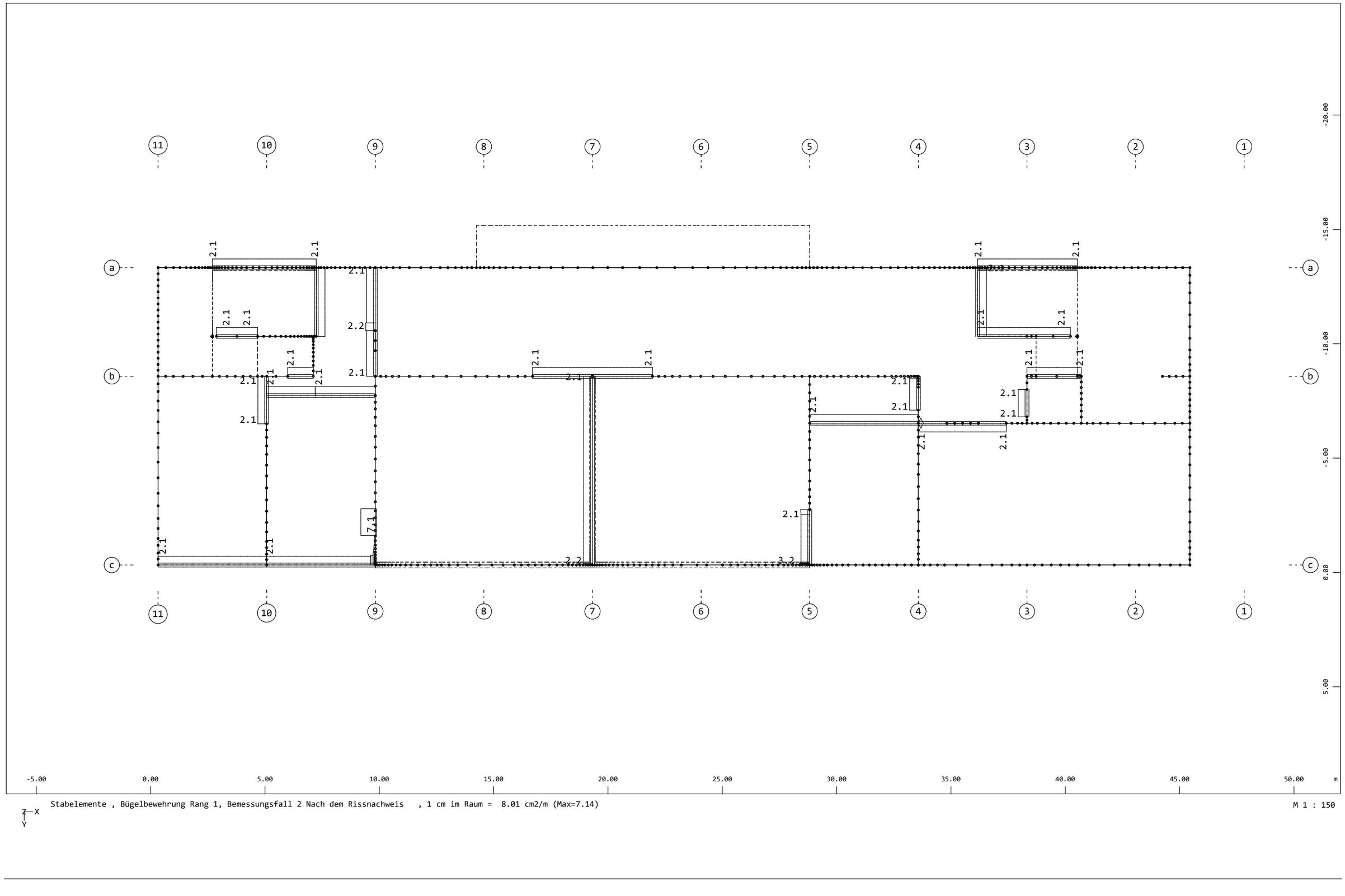
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Bemessung



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Bemessung



Stabelemente , Bügelbewehrung Rang 1, Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , 1 cm im Raum = 8.01 cm2/m (Max=7.14)

M 1 : 150

Z X
Y

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

5.2.4 Hinweise zur Ausführungsplanung

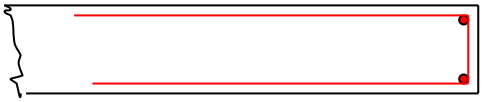
Im folgenden Kapitel wird unter Berücksichtigung der bereits erfolgten Nachweise die Deckenbewehrung bzw. Unter-/Überzugsbewehrung gewählt.

Weiterhin werden allgemeine konstruktive Hinweise vorgegeben.

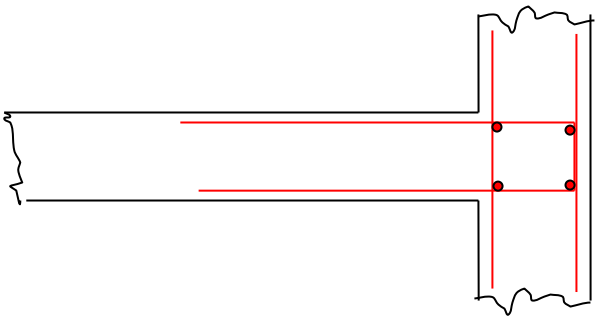
Zusätzlich sind die Bewehrungshinweise in Pos. 5.2.3: „Schnittkräfte und Bemessung der Decke“ zu beachten.

Weitere Hinweise zur Bewehrungsführung:

Freier Deckenrand (Schnitt):



Kappen ≥ Ø 10 mm im Raster der Grundbewehrung
Längseisen am freien Rand ≥ 2 Ø 14 mm
gewählt: Kappen Ø 10 / (Grundbewehrung)
Längseisen Ø 14

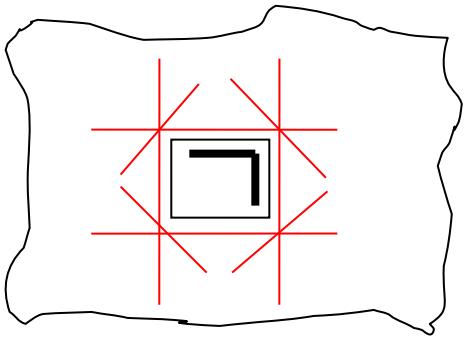


Decken Wandanschluss (Schnitt):

Kappen = Ø der Grundbewehrung,
Raster wie Grundbewehrung
Längseisen im Kreuzungsbereich ≥ 4 Ø 14 mm

gewählt: Kappen Ø 10 / (Grundbewehrung)
Längseisen 4 Ø 14

Deckenaussparungen:



Bei DD und WD mit Seitenlängen > 1 m
sind 2x4 Schrägeisen ≥ d=12 mm anzuordnen
geschnittene Eisen sind seitlich auszuwechseln

Bei DD und WD mit Seitenlängen < 0,40 m kann
auf Kappen verzichtet werden;
ab Seitenlängen ≥ 0,40 m erfolgt die Bewehrungs-
Anordnung analog freier Deckenrand.

gewählt: Schrägeisen 2 x4 Ø 12

Wandartige Träger

Die Deckenbewehrung ist über die gesamte Länge
des wandartigen Träger über das Auflager
zu führen bzw. hoch zu hängen

Decke über UG JFE_MAXIM
Bemessung **Bewehrungswahl:**

Materialien: Beton C25/30 / Betonstahl B 500 B Expositionsklasse: XC1; WO (oben) / XC1, WO (unten)

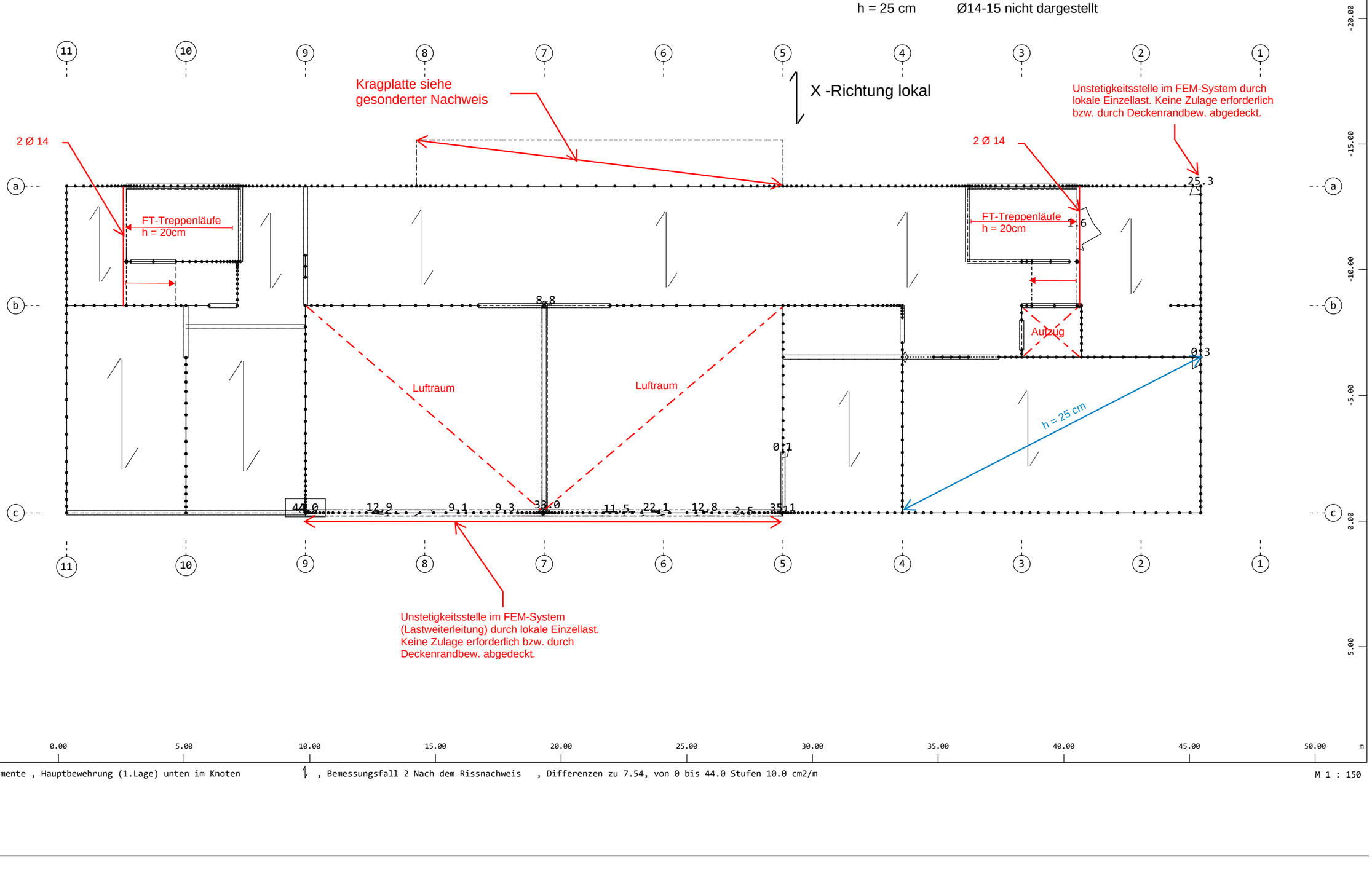
Betondeckung: c_{nom} = 3,0 cm (oben) / c_{nom} = 3,0 cm (unten)

Bewehrungsverlegung 1. Lage unten in lokal X - Richtung

Grundbewehrung

h = 20 cm Ø12-15 nicht dargestellt

h = 25 cm Ø14-15 nicht dargestellt



Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) unten im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , Differenzen zu 7.54, von 0 bis 44.0 Stufen 10.0 cm2/m

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Bemessung **Bewehrungswahl:**

Materialien: Beton C25/30 / Betonstahl B 500 B Expositionsklasse: XC1; WO (oben) / XC1, WO (unten)

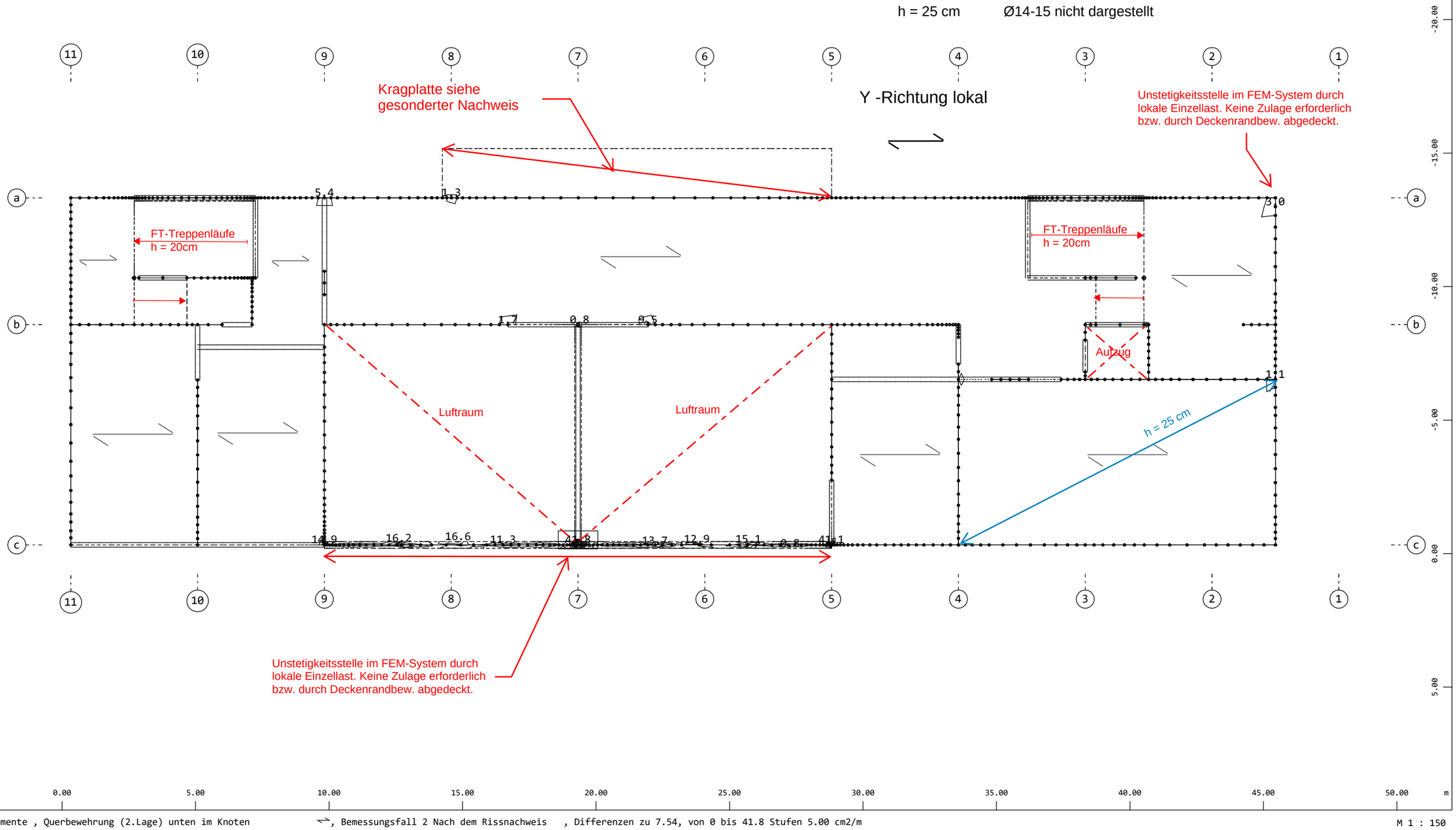
Betondeckung: c_{nom} = 3,0 cm (oben) / c_{nom} = 3,0 cm (unten)

Bewehrungsverlegung 2. Lage unten in lokal Y - Richtung

Grundbewehrung

h = 20 cm Ø12-15 nicht dargestellt

h = 25 cm Ø14-15 nicht dargestellt



Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) unten im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , Differenzen zu 7.54, von 0 bis 41.8 Stufen 5.00 cm2/m

M 1 : 150

Z X Y

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Bemessung **Bewehrungswahl:**

Materialien: Beton C25/30 / Betonstahl B 500 B Expositionsklasse: XC1; WO (oben) / XC1, WO (unten)

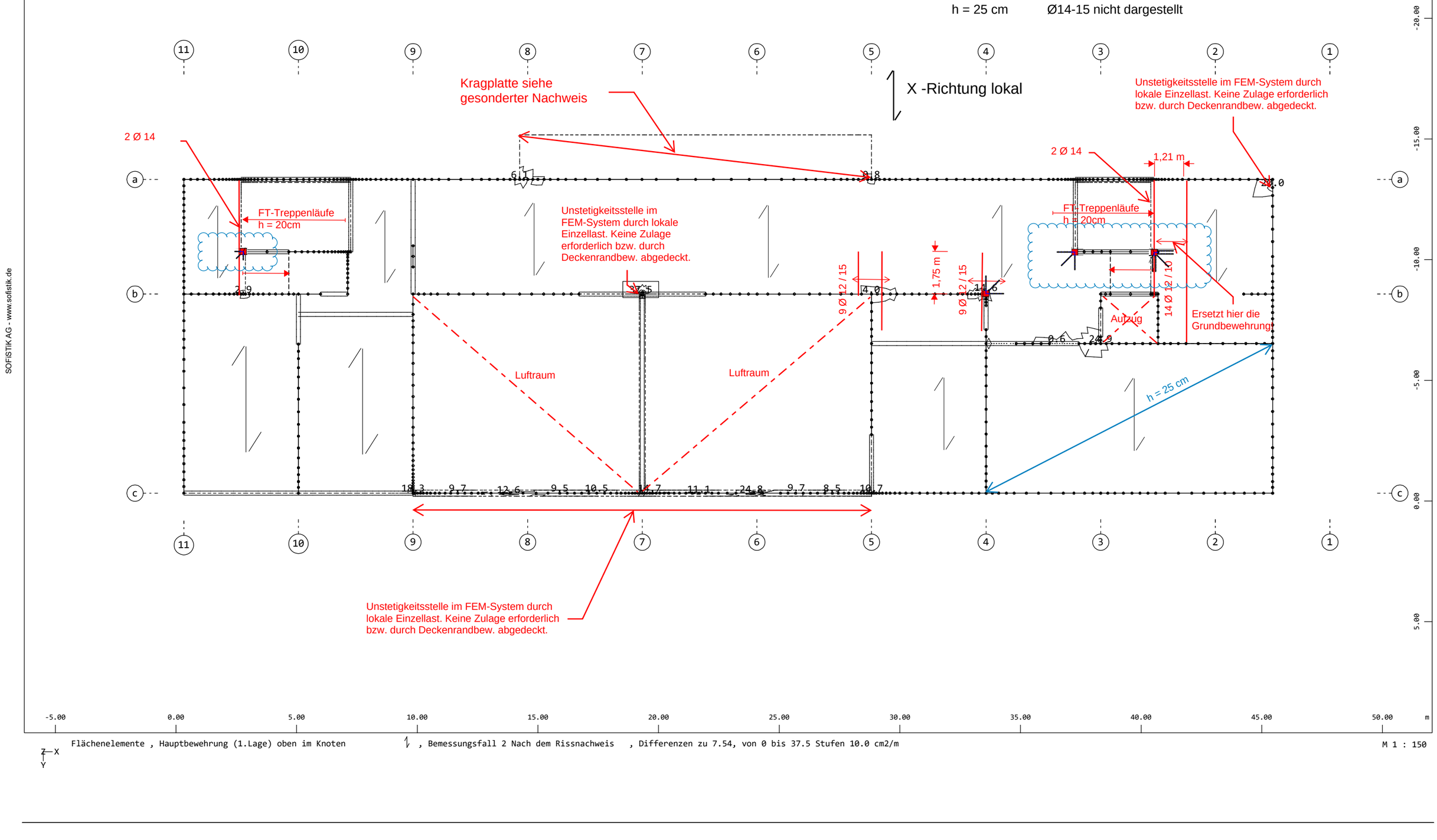
Betondeckung: c_{nom} = 3,0 cm (oben) / c_{nom} = 3,0 cm (unten)

Bewehrungsverlegung 1. Lage oben in lokal X - Richtung

Grundbewehrung

h = 20 cm Ø12-15 nicht dargestellt

h = 25 cm Ø14-15 nicht dargestellt



Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) oben im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , Differenzen zu 7.54, von 0 bis 37.5 Stufen 10.0 cm2/m

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Bemessung **Bewehrungswahl:**

Materialien: Beton C25/30 / Betonstahl B 500 B Expositionsklasse: XC1; WO (oben) / XC1, WO (unten)

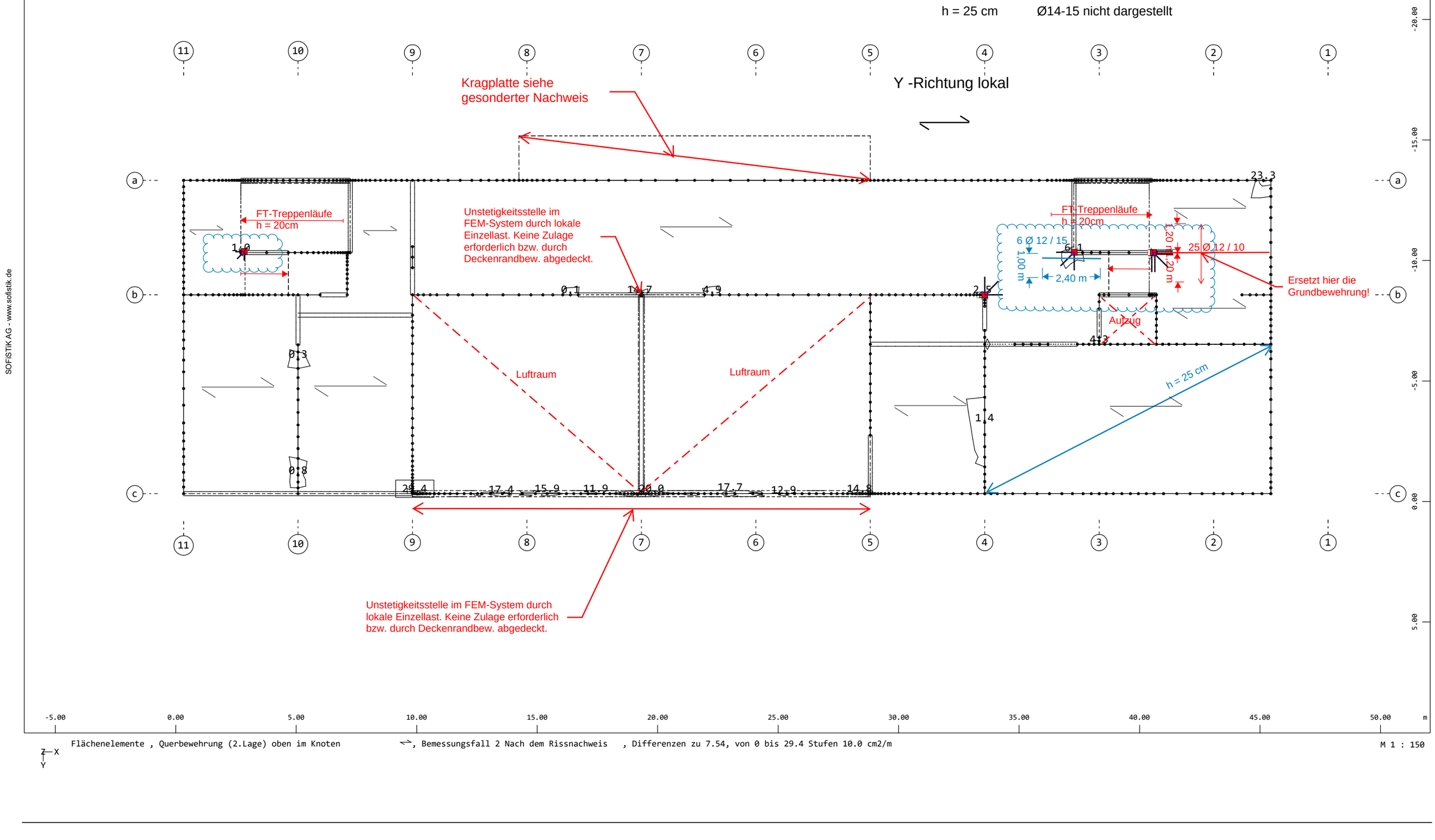
Betondeckung: c_{nom} = 3,0 cm (oben) / c_{nom} = 3,0 cm (unten)

Bewehrungsverlegung 2. Lage oben in lokal Y - Richtung

Grundbewehrung

h = 20 cm Ø12-15 nicht dargestellt

h = 25 cm Ø14-15 nicht dargestellt

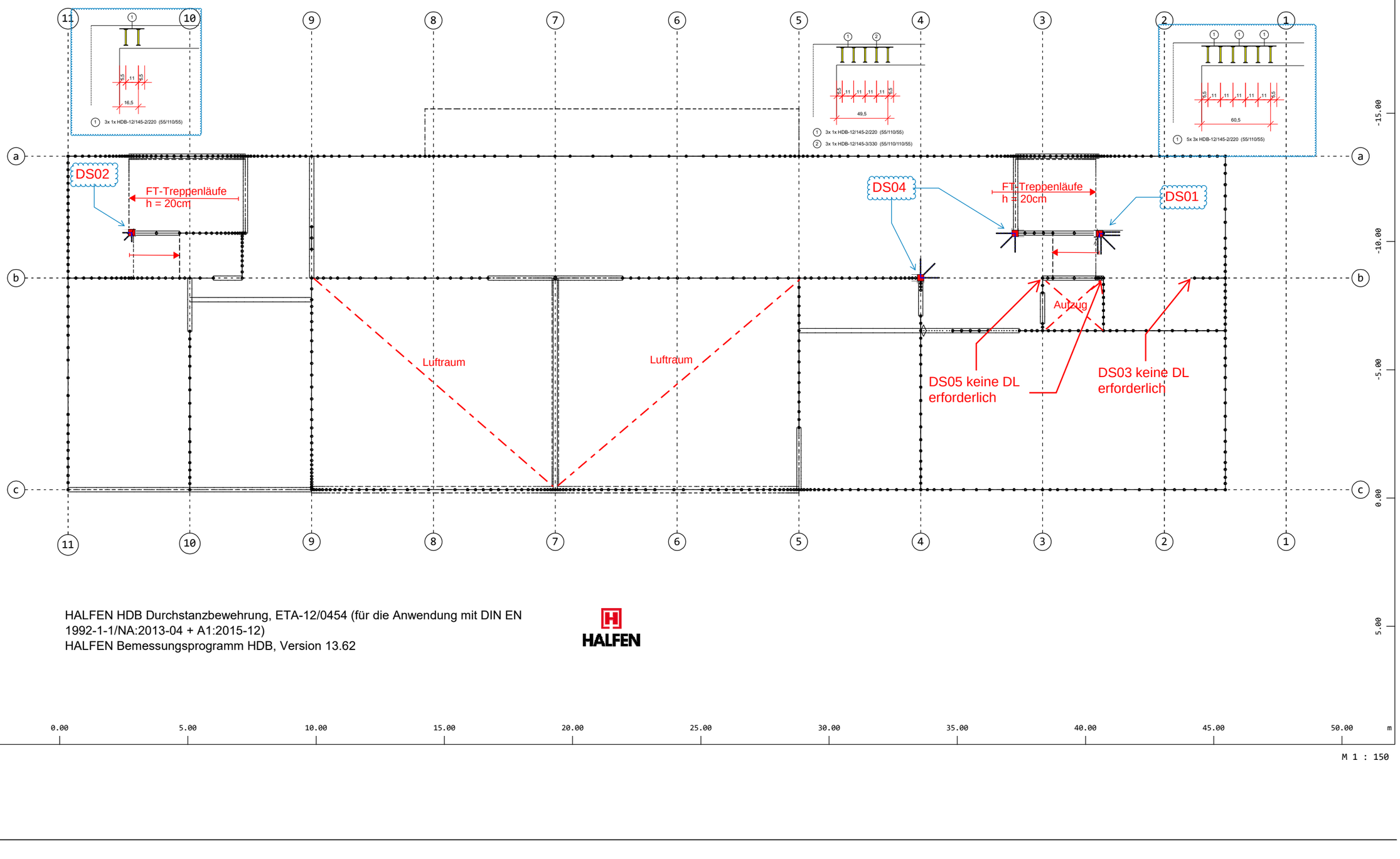


Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) oben im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , Differenzen zu 7.54, von 0 bis 29.4 Stufen 10.0 cm2/m

M 1 : 150

SOFISTIK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Bemessung



HALFEN HDB Durchstanzbewehrung, ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12)
HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.62

HALFEN

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Bemessung

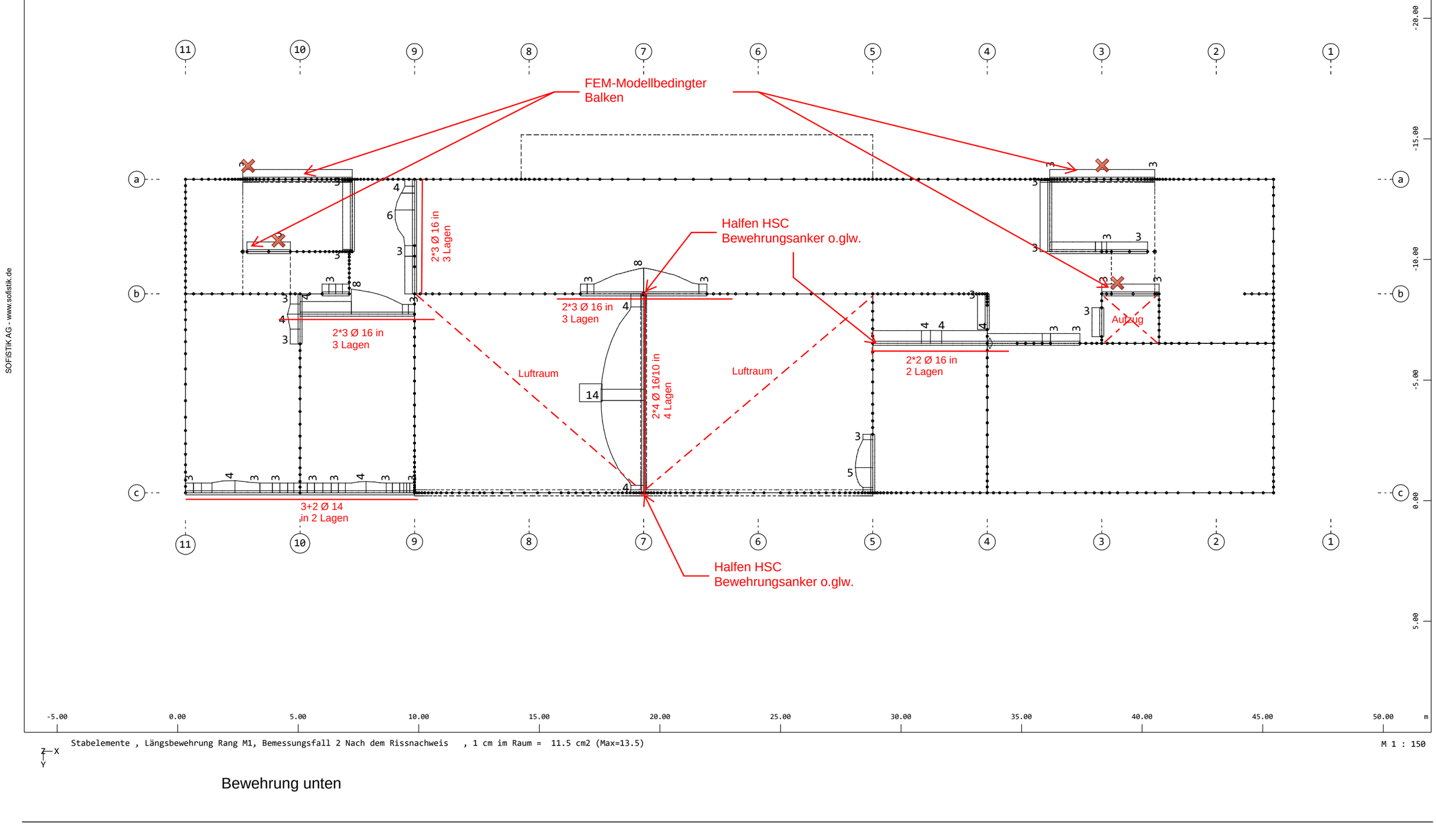
Bewehrungswahl: Wände/ Balken / Unterzüge: Expositionsklasse: XC1; WF außen / XC1; WO innen

Bewehrung unten

Materialien: Beton C25/30 (Balken/Unter- Oberzüge) / Betonstahl B 500 B

gewählt: 3 Ø 14 wenn nicht anders angegeben

Betondeckung: c_{nom} = 3,0 cm



Stabelemente , Längsbewehrung Rang M1, Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , 1 cm im Raum = 11.5 cm2 (Max=13.5)

M 1 : 150

Z X Y

Bewehrung unten

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

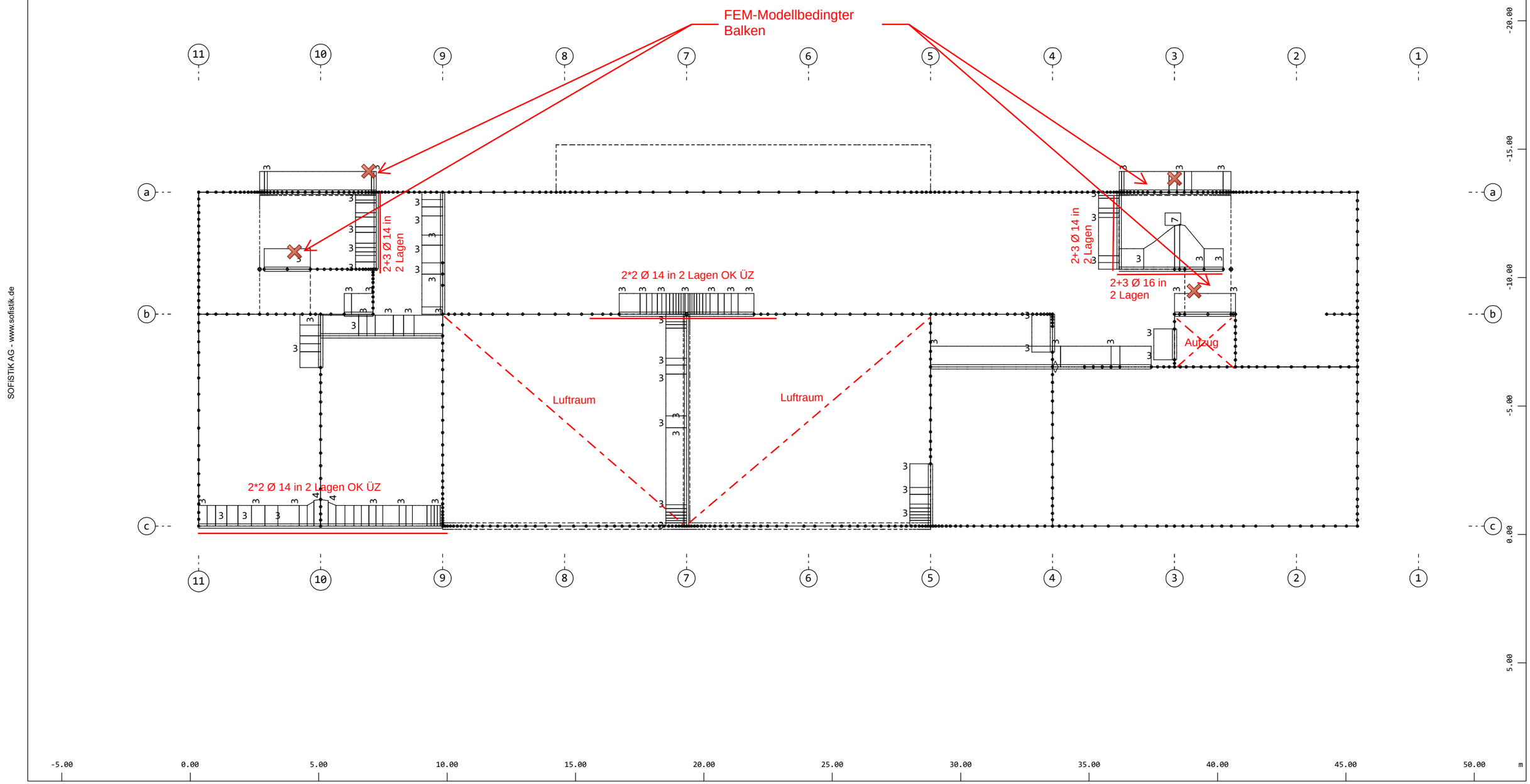
Decke über UG JFE_MAXIM
Bemessung **Bewehrungswahl:** Wände/ Balken / Unterzüge: Expositionsklasse: XC1; WF außen / XC1; WO innen

Bewehrung oben

Materialien: Beton C25/30 (Balken/Unter- Oberzüge) / Betonstahl B 500 B

Betondeckung: c_{nom} = 3,0 cm

4 Ø 14 wenn nicht anders angegeben
(Deckenrandbewehrung)



Stabelemente , Längsbewehrung Rang M2, Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , 1 cm im Raum = 5.74 cm2 (Max=6.70)

M 1 : 150

Z X
Y

Bewehrung oben

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Bemessung

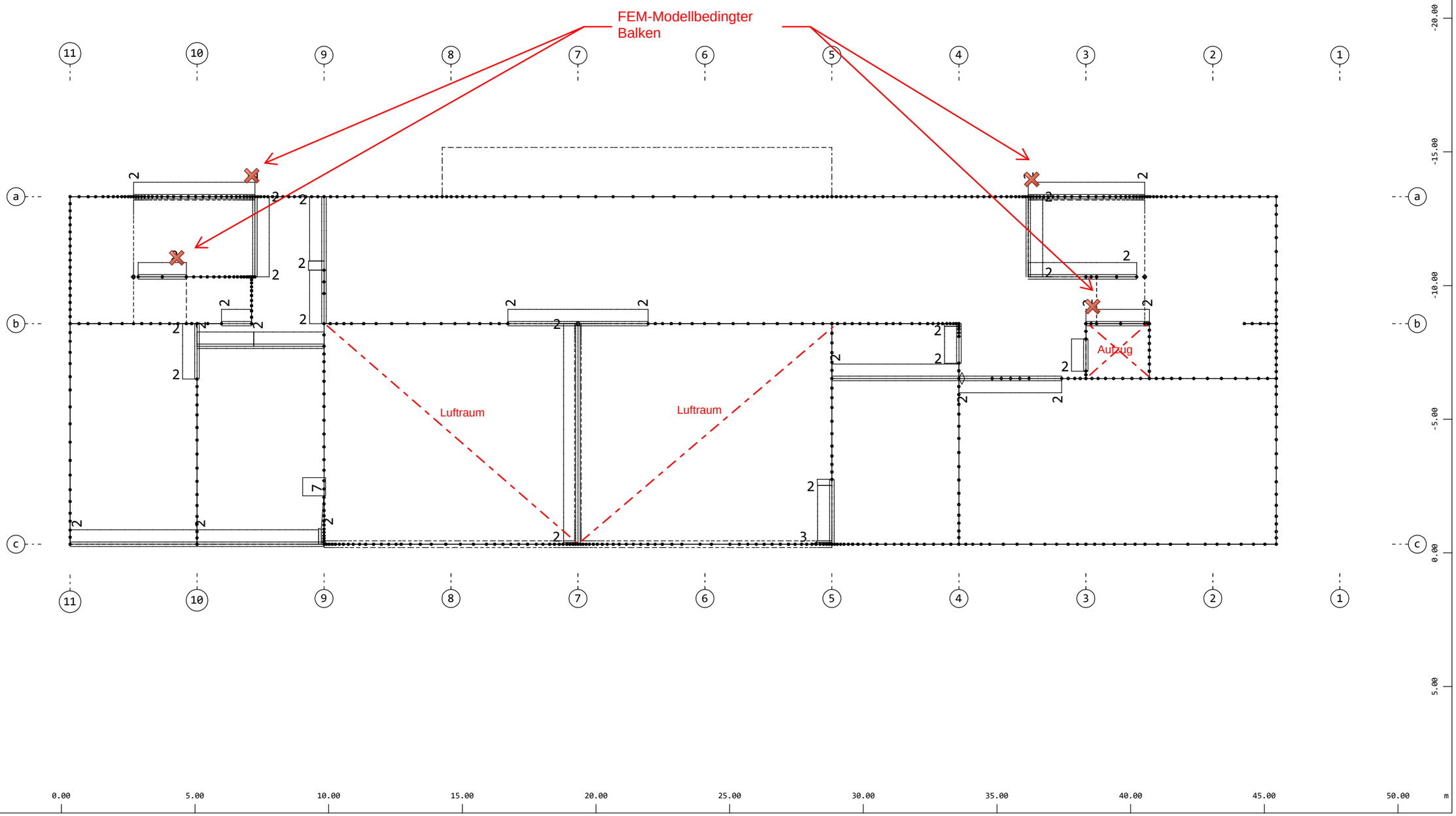
Bewehrungswahl: Wände/ Balken / Unterzüge: Expositionsklasse: XC1; WF außen / XC1; WO innen

Materialien: Beton C25/30 (Balken/Unter- Oberzüge) / Betonstahl B 500 B

Betondeckung: c_{nom} = 3,0 cm

Bügelbewehrung

Wand / Balken konstruktiv
gewählt: Ø10/15



Stabelemente , Bügelbewehrung Rang 1, Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , 1 cm im Raum = 5.74 cm2/m (Max=7.14)

M 1 : 150

Z X
Y

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Kragplatte an Achse a/5-8:

- Herstellung in Ortbeton
- Deckendicken: h = 20 cm
- Auskragungslänge lk = 1,72 + 0,075 = 1,80 m (7,5 cm gemäß Schöck)
- Materialien: Beton C30/37 / Betonstahl B500B
  XC4, XF1, WF (Decke / Außenbauteil ohne Abdichtung)
  siehe auch Kap 1 / Seite 35
- Rissweite: w_k = 0,3 mm
- Betondeckung: oben c_{nom} = 4,0 cm
  unten / seitlich c_{nom} = 4,0 cm

Ständige Einwirkungen

LF10:	Eigengewicht der Decke 20 cm	**g_1 = 5,00 kN/m²**
LF11	Ausbaulast:	**g_2 = 2,50 kN/m²**

Veränderliche Einwirkungen

LF21 bis 29	Nutzlast:	**q_1 = 5,00 kN/m²**

Die Systemlinien der Wandauflager werden nach Vorgabe der o.g. FEM-Richtlinie le = 75 mm von der Kante entlang des Isokorbes angeordnet.

Der Nachweis der Ermüdung und Temperatureinwirkung wird durch die Einhaltung der für den jeweiligen Schöck Isokorb Typ zulässigen Dehnfugenabstände e (lt. Zulassung) erbracht.

Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit:

gemäß Schöck

m_{ed} = - [(1,35 * 7,50 + 1,5 * 5,0) * 1,80² / 2 = - 28,5 kNm/m m_{Rd} = - 37,7 kNm/m

v_{ed} = [(1,35 * 7,50 + 1,5 * 5,0) * 1,80 = - 31,7 kNm/m v_{Rd} = 43,5 kN/m

gewählt: Schöck Isokorb Typ K-M6-V1-REI120-CV50-X80-H200

Diese zul. Biegemomente decken auch die vorhandenen Biegemomente auf der Seite 84 im Normalbereich ab. An den Rändern an Achse 5 und 8 wird auf 50 cm - Länge gewählt:

gewählt: Schöck Isokorb Typ K-M11-V1-REI120-CV50-X80-H200

Schwingung:

Gemäß Technische Informationen Schöck Seite 44:

max. zulässige Auskragungslänge lk = 2,04 m (vorh. lk = 1,80 m) für den gewählten Isokörbe

Verformungen:

Gemäß Technische Informationen Schöck Seite 41

$M_{üd}$ = - [(1,35 * 7,50 + 1,5 * 5,0/2) * 1,80² / 2 = - 22,5 kNm/m

Mit tan α = 0,70

ü = [(0,7 * 1,80 (22,5/37,7)] * 10 = 7,5 mm

gewählt: Schalungsüberhöhung Ü = 1,0 cm

Bewehrung:

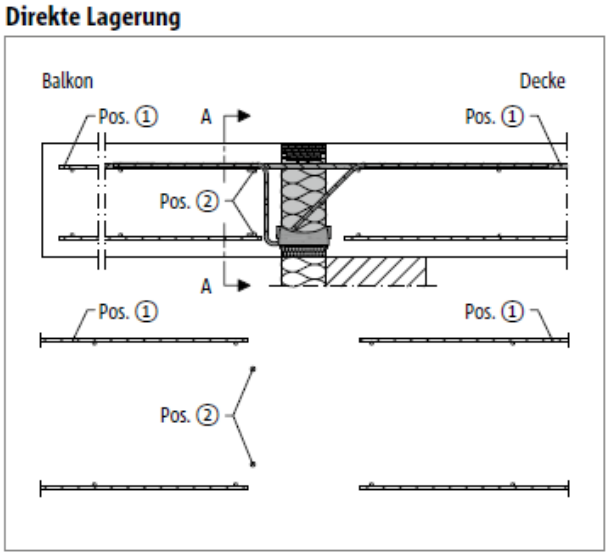


Abb. 71: Schöck Isokorb® T Typ K-M1 bis M11: Bauseitige Bewehrung bei direkter Lagerung

Gewählt: Rissbreitennachweis siehe folgende Seite

Grundbewehrung Ø 10 / 10 unten / 1. und 2. Lage und oben quer zu Pos.1

Oben Pos. 1 Ø 12 / 10 Bereich von M6

Oben Pos. 1 Ø 14 / 10 Bereich von M11

Rißbreitenbeschränkung gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.4 (direkte Berechnung)

Die erforderliche Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung wird für eine Bauteilseite berechnet.

Bauteilabmessungen $h := 0.20$ m $b := 1$ m

Stahlbeton Beton := "C30/37" Stahl := "B500"

Rechnerische Rißbreite $w_k := 0.3$ mm

Betondeckung zur äußeren Lage der betrachteten Richtung $c := 50$ mm Größtkorn $d_g := 32$ mm

Bewehrung $n_{s.L} := 1$ Lage(n) Ø := 10 / s := 10 cm

Eff. Betonzugfestigkeit
Betonzugfestigkeit $f_{ctm}(t)$ zum Rißzeitpunkt

$$f_{ct.eff}(t) = k_{zt}(t) \cdot f_{ctm}$$

Später Zwang
t > 28 d $k_{zt} = 1.0$ $f_{ct.eff} \geq 3.0$ N/mm² für Normalbeton
$f_{ct.eff} \geq 2.5$ N/mm² für Leichtbeton

Früher Zwang
t = 3...5 d $k_{zt} = 0.5$ 0.5 f_{ctm} gem. DIN EN 1992-2:2010-12, NCI zu 7.3.2(102) (Brückenbau)

Empfehlung DBV-Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung ...", Fassung 05/2016:
r < 0.5 $k_{zt} = 0.65$ (h ≤ 0.30 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
$k_{zt} = 0.75$ (0.30 m < h ≤ 0.80 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
$k_{zt} = 0.85$ (0.80 m < h ≤ 2.00 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)

r < 0.3 $k_{zt} = 0.60$ (0.30 m < h ≤ 0.80 m, langsame Festigkeitsentwicklung)
$k_{zt} = 0.70$ (0.80 m < h ≤ 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung
$k_{zt} = 0.80$ (h > 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung)

Ansatz $k_{zt} := 1.0$ $f_{ct.eff}(k_{zt}) = 3$ N/mm²

Beiwert für Eigenspannungen $k = 0.80$
h ≤ 30cm k = 0.8
h ≥ 80cm k = 0.5
äußerer Zwang k = 1.0

Beiwert Spannungsverteilung $k_c := 1.0$
zentrischer Zug = 1.0
reine Biegung = 0.4

Abminderungsfaktor für langsam erhärtenden Beton $k_L := 1.0$
Pauschale Abminderung der Bewehrung auf 85% gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.2(NA.6) nur bei innerem Zwang und Verwendung von langsam erhärtenden Betonen
$r = f_{cm2}/f_{cm28} \leq 0,3$ $k_L = 0.85$
$r = f_{cm2}/f_{cm28} > 0,3$ $k_L = 1.0$

Bewehrung je Seite $A_{s.erf} = 7.4$ cm² $A_{s.vorh} = 7.9$ cm² $\frac{A_{s.erf}}{A_{s.vorh}} = 0.95$

$\rho = 0.54$ %

Stahlspannung $\sigma_s = 329$ N/mm² Wirkungszone der Bewehrung $h_{eff} = 10$ *cm*

Rissinformation Rißinformation = "Einzelriß - Schwachstelle"

Bemessungsinformation Bemessung = "als dünnes Bauteil mit Abminderungsfaktor k"

Kapitel: 6 Wände

Kapitel Inhalt

6.1 Allgemeines zu den Wänden
6.2 Außenwände
6.3 Innenwände
6.4 Wandartige Träger
6.5 Hinweise zur Ausführungsplanung

Kapitel: 6.1 Allgemeines zu den Wänden

Kapitel	Inhalt	Seite von - bis	erstellt am	Bearbeiter
6.1.1	Allgemeines	2 - 2	06.10.2023	KM
6.1.2	Positionierung	3 - 6	06.10.2023	KM

6.1.1 Allgemeines

Eine allgemeine Erläuterung zum Tragwerk und weitergehende, hier nicht aufgeführte Angaben, zu z.B. Baustoffeigenschaften, Bauablauf und weitere konstruktive Maßnahmen, sind dem Kap. 1 Baubeschreibung zu entnehmen.

Die Wände werden in separate Kapitel unterteilt in Außenwände, Innenwände und Wandartige Träger.

Nichttragende Innenwände sind in den Plänen nicht dargestellt.

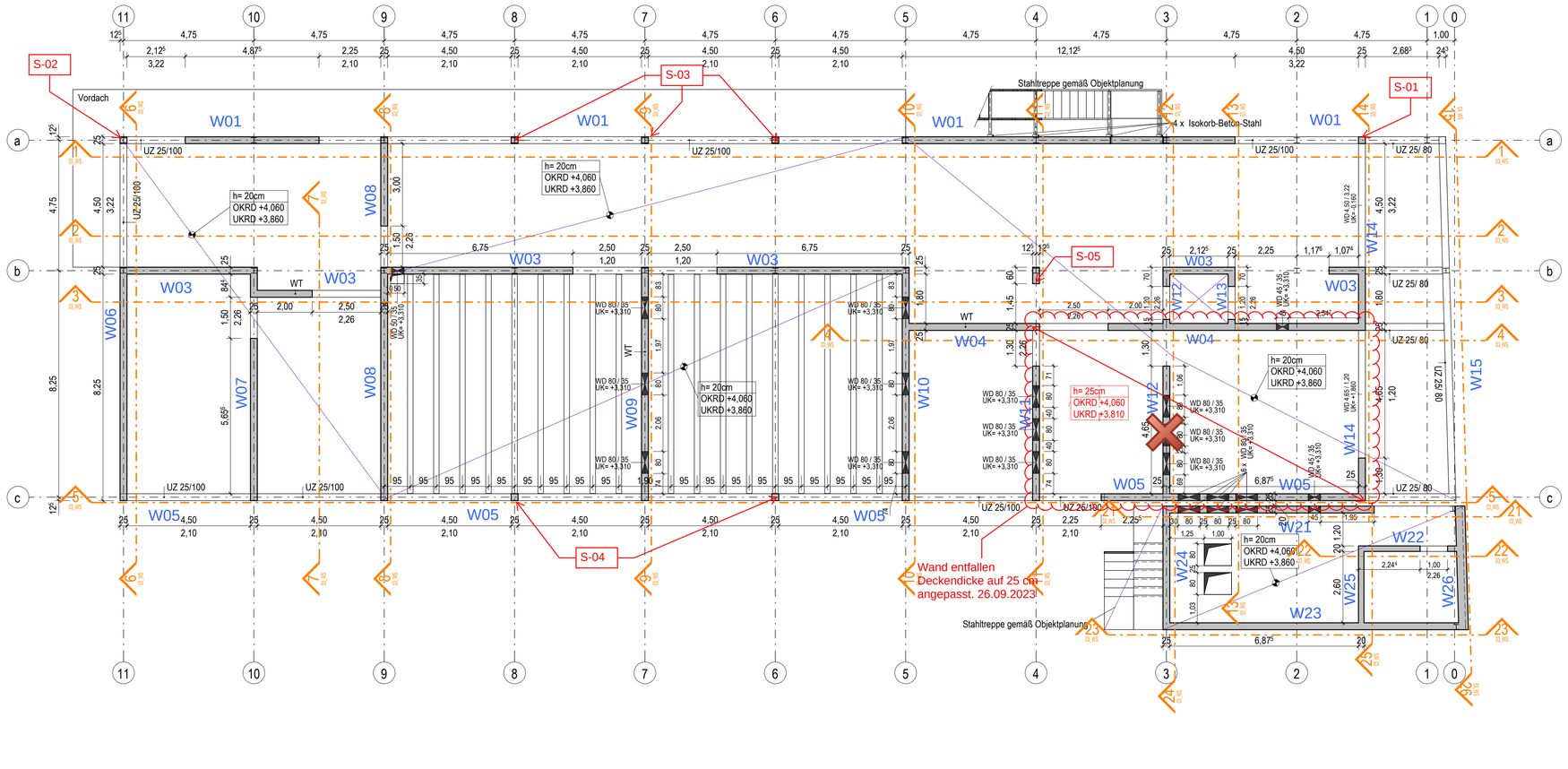
Außenwände:	Stahlbeton C25/30	(h = 25 cm)
Innenwände:	Stahlbeton C25/30	(h = 25 cm)

6.1.2 Positionierung

Eine grafische Übersicht der Wandpositionen erfolgt auf den nächsten Seiten.

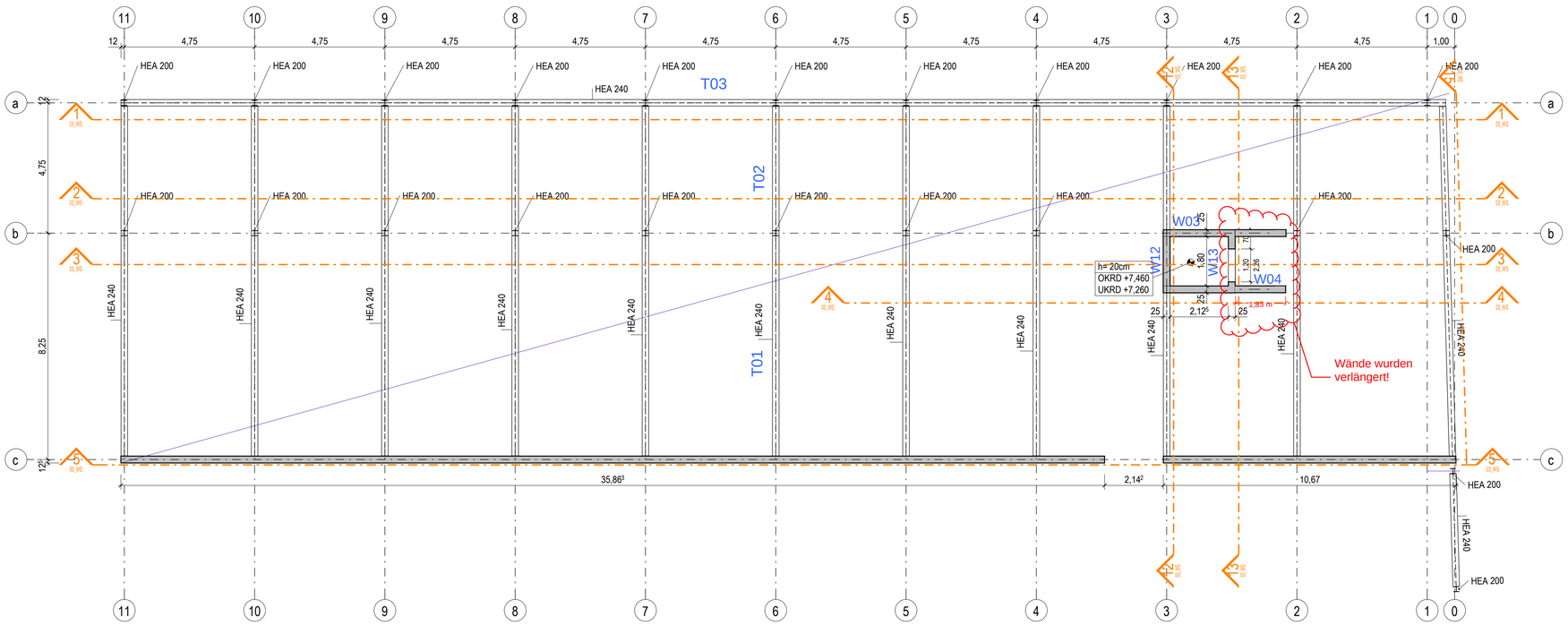
Decke über EG / Entwurfsplanung

M 1 : 100



Dach / Entwurfsplanung

M 1 : 100



Hinweise:

Höchster Grundwasserstand zeHGW= +42,40 NHN (siehe auch Bodengutachten BBiG v. 21.09.2022)
± 0.000 = +48.50m NHN

Bezeichnungen:

UZ	Unterzug	VS	Verbundstütze	OK	Oberkante / UK Unterkante
ÜZ	Überzug	FT	Fertigteil	n.t.	nicht tragend
WT	wandartiger Träger	HFT	Halbfertigteil		
VT	Verbundträger	STB	Stahlbeton - Ortbeton		
DD	Deckendurchbruch	BSH	Brettschichtholz		
DS	Deckenschlitz	BSP	Brettsperrholz		
WD	Wanddurchbruch	HTW	Holztafelwände		
WS	Wandschlitz	NH	Nadelvollholz		

- Die Pläne gelten nur in Verbindung mit dem Entwurfsbericht von Leonhardt, Andrä und Partner VBI AG.
- Der Auftragnehmer ist dazu verpflichtet, alle ihm übergebenen Unterlagen auf ihre Übereinstimmung und Richtigkeit zu prüfen (vgl. DIN 1961, § 3).
- Unstimmigkeiten sind dem Auftraggeber rechtzeitig vor Beginn der Genehmigungsplanung mitzuteilen.
- Höhenangaben sind auf OKRD bezogen. Nichttragende Bauteile (Mauerwerk, Fassaden-Fertigteile etc.) sind den Entwurfsplänen des Objektplaners zu entnehmen.
- Alle statisch relevanten Durchbrüche sind, soweit bekannt, entsprechend den Angaben der Objektplanung und Haustechnik im Plan dargestellt.
- Folgende Durchbrüche sind statisch relevant und vollständig zum Abschluss der Entwurfsplanung anzugeben:
  1. Durchbrüche mit einer Kantenlänge von 40 cm und größer
  2. Alle Deckendurchbrüche an Stützen, Wandenden und Wandecken im Abstand kleiner 5x Deckendicke
  3. Durchbrüche in Unter- und Überzügen mit Durchmesser größer als 1/4 der Steghöhe (UZ-Teil unter/über der Decke)
  4. Mehrere kleinere Durchbrüche oder Einlegeteile sind wie eine große Durchführung zu betrachten, wenn der lichte Abstand kleiner als 25cm ODER kleiner als die Abmessung ist.

Stand Entwurfsplanung Architekt: 14.07.2023

Betongüte, wenn nicht anders angegeben:
- Bodenplatten und Außenwände UG C 25/30
- Innen- und Außenwände ab EG i. Allg. C 25/30
- Decken und Unterzüge i. Allg. C 25/30
- Stützen(Innenstützen und Fassadenstützen) i. Allg. C 25/30
- Sauberkeitsschicht C 12/15

Bewehrungsstahl: B 500 B (f_{yk}=500 N/mm²), gemäß DIN 488
Konstruktionsstahl: S 235 JR, gemäß DIN EN 10025-2

- Schnittkante
- Sichtkante
- verdeckte Kante
- Stahlbeton C.../...(Regelfestigkeit) Abweichungen angegeben
- Deckendurchbruch
- Deckenschlitz
- Wanddurchbruch
- Wandschlitz
- VS Verbundstützen
- HTW Holztafelwand
- NH Nadelvollholz
- BSH Brettschichtholz
- Überzug b/h (einschl. Decke) z.B. ÜZ 20/50
- Unterzug b/h (einschl. Decke) z.B. UZ 30/40
- Höhenkote Schnitt
- Höhenkote Grundriss
- Stahlbeton Fertigteil

Wandartige Träger (WT) sind im Bauzustand bis zur Tragfähigkeit der obersten angeschlossenen Decke zu unterstützen!

H23 11481 Seite 4
06.10.2023 Pos. 6.1

Index	Änderung	gez.	Datum

Entwurfsplanung

Projekt: Jugendfreizeiteinrichtung MAXIM
Charlottenburger Straße 117 in 13086
Berlin

Freigabe Architekt: | Freigabe Prüfingenieur:

Planinhalt: Positionsplan / Wände
Tragwerksübersicht
Decke über EG
Decke über OG

Datum:	14.07.2023
Gezeichnet:	Wa
Geprüft:	KM
Maßstab:	1: 100
Auftragsnummer:	H23-11481
Plan-Nr.:	03_EG_DA
Index	

Bauherr: Bezirksamt Pankow von Berlin
Abt. Jugend und Familie /Jugendamt
Berliner Allee 252-260
13088 Berlin

Architekt: jan große architekten
danziger straße 168
10407 berlin
tel. 030-4280 2670
buero@grosse-architekten.de

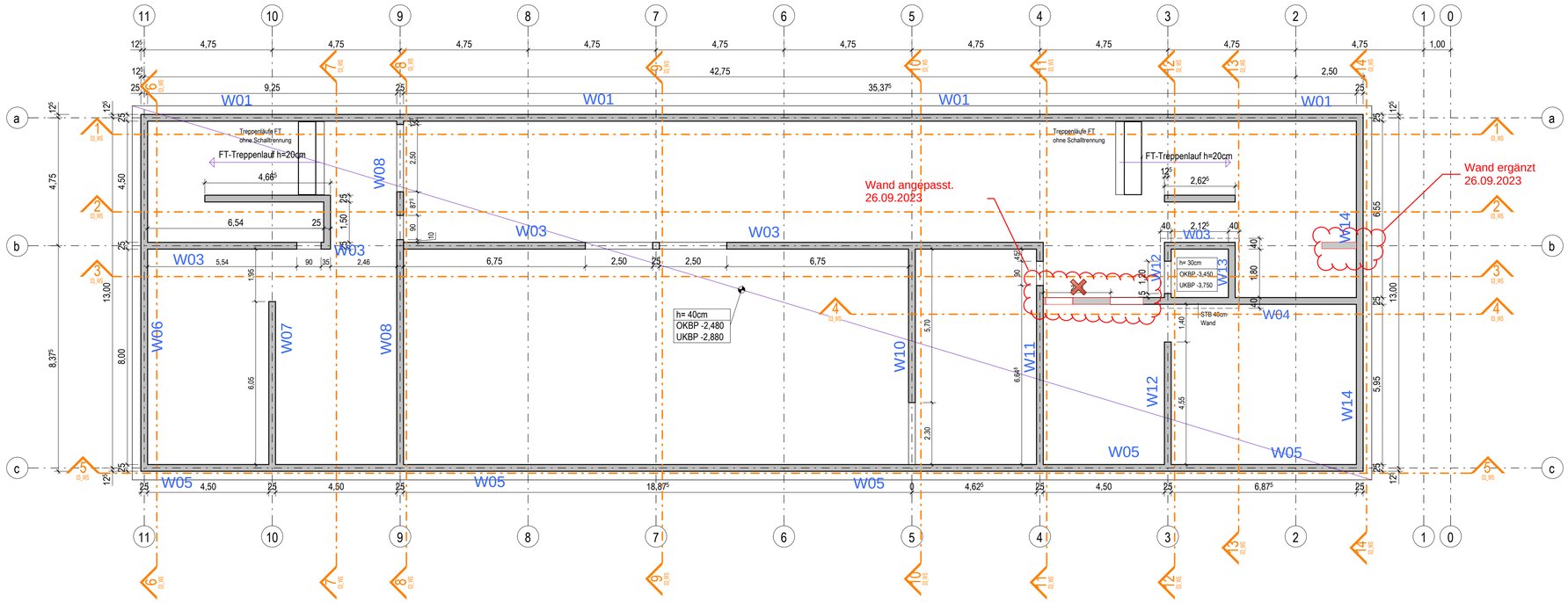
Fachplaner: Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG
Rosenthaler Str. 40/41, 10178 Berlin
Fon +49(0)30 283983-0
berlin@lap-consult.com

13.07.2023 13:54:56

594x841

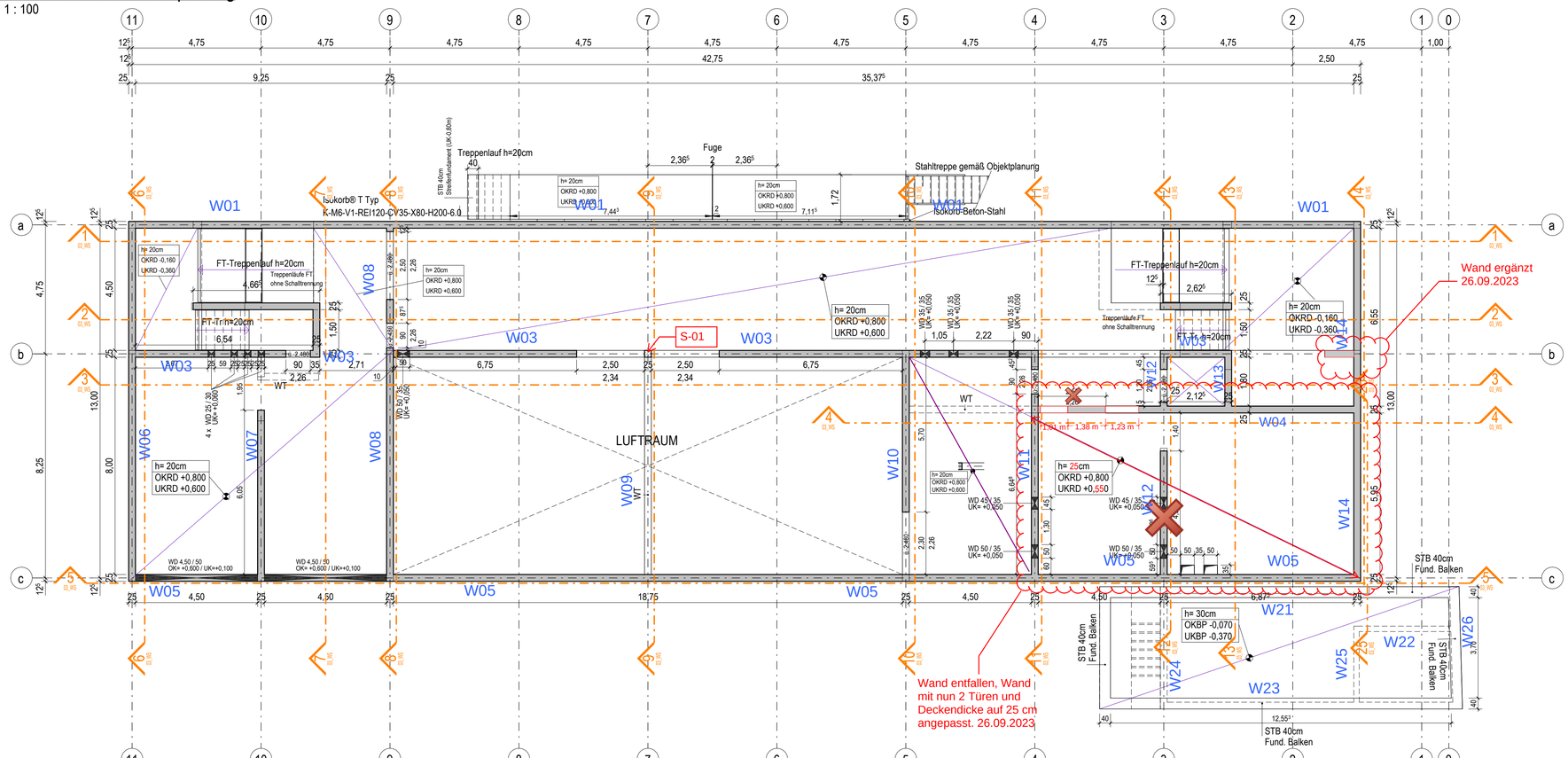
Draufsicht Fundamente / Entwurfsplanung

M 1 : 100



Decke über UG / Entwurfsplanung

M 1 : 100



Hinweise:

Höchster Grundwasserstand zeHGW= +42,40 NHN (siehe auch Bodengutachten BBiG v. 21.09.2022)
± 0.000 = +48.50m NHN

Bezeichnungen:

UZ	Unterzug	VS	Verbundstütze	OK	Oberkante / UK Unterkante
ÜZ	Überzug	FT	Fertigteil	n.t.	nicht tragend
WT	wandartiger Träger	HFT	Halbfertigteil		
VT	Verbundträger	STB	Stahlbeton - Ortbeton		
DD	Deckendurchbruch	BSH	Brettschichtholz		
DS	Deckenschlitz	BSP	Brettsperrholz		
WD	Wanddurchbruch	HTW	Holztafelwände		
WS	Wandschlitz	NH	Nadelvollholz		

- Die Pläne gelten nur in Verbindung mit dem Entwurfsbericht von Leonhardt, Andrä und Partner VBI AG.
- Der Auftragnehmer ist dazu verpflichtet, alle ihm übergebenen Unterlagen auf ihre Übereinstimmung und Richtigkeit zu prüfen (vgl. DIN 1961, § 3).
- Unstimmigkeiten sind dem Auftraggeber rechtzeitig vor Beginn der Genehmigungsplanung mitzuteilen.
- Höhenangaben sind auf OKRD bezogen. Nichttragende Bauteile (Mauerwerk, Fassaden-Fertigteile etc.) sind den Entwurfsplänen des Objektplaners zu entnehmen.
- Alle statisch relevanten Durchbrüche sind, soweit bekannt, entsprechend den Angaben der Objektplanung und Haustechnik im Plan dargestellt.
- Folgende Durchbrüche sind statisch relevant und vollständig zum Abschluss der Entwurfsplanung anzugeben:
  1. Durchbrüche mit einer Kantenlänge von 40 cm und größer
  2. Alle Deckendurchbrüche an Stützen, Wandenden und Wandecken im Abstand kleiner 5x Deckendicke
  3. Durchbrüche in Unter- und Überzügen mit Durchmesser größer als 1/4 der Steghöhe (UZ-Teil unter/über der Decke)
  4. Mehrere kleinere Durchbrüche oder Einlegeteile sind wie eine große Durchführung zu betrachten, wenn der lichte Abstand kleiner als 25cm ODER kleiner als die Abmessung ist.

Stand Entwurfsplanung Architekt: 14.07.2023

Betongüte, wenn nicht anders angegeben:
- Bodenplatten und Außenwände UG C 25/30
- Innen- und Außenwände ab EG i. Allg. C 25/30
- Decken und Unterzüge i. Allg. C 25/30
- Stützen(Innenstützen und Fassadenstützen) i. Allg. C 25/30
- Sauberkeitsschicht C 12/15

Bewehrungsstahl: B 500 B (f_{yk}=500 N/mm²), gemäß DIN 488
Konstruktionsstahl: S 235 JR, gemäß DIN EN 10025-2

- Schnittkante
- Sichtkante
- verdeckte Kante
- Stahlbeton C.../...(Regelfestigkeit) Abweichungen angegeben
- Deckendurchbruch
- Deckenschlitz
- Wanddurchbruch
- Wandschlitz
- VS Verbundstützen
- HTW Holztafelwand
- NH Nadelvollholz
- BSH Brettschichtholz
- Überzug b/h (einschl. Decke) z.B. ÜZ 20/50
- Unterzug b/h (einschl. Decke) z.B. UZ 30/40
- Höhenkote Schnitt
- Höhenkote Grundriss
- Stahlbeton Fertigteil

Wandartige Träger (WT) sind im Bauzustand bis zur Tragfähigkeit der obersten angeschlossenen Decke zu unterstützen!

H23 11481 Seite 5
06.10.2023 Pos. 6.1

Index	Änderung	gez.	Datum

Entwurfsplanung

Projekt: Jugendfreizeiteinrichtung MAXIM
Charlottenburger Straße 117 in 13086 Berlin

Freigabe Architekt: | Freigabe Prüfingenieur:

Planinhalt: Positionsplan / Wände
Tragwerksübersicht
Fundamente und Decke über EG

Datum:	14.07.2023
Gezeichnet:	Wa
Geprüft:	KM
Maßstab:	1: 100
Auftragsnummer:	H23-11481
Plan-Nr.:	03_FN_UG
Index	

Bauherr: Bezirksamt Pankow von Berlin
Abt. Jugend und Familie /Jugendamt
Berliner Allee 252-260
13088 Berlin

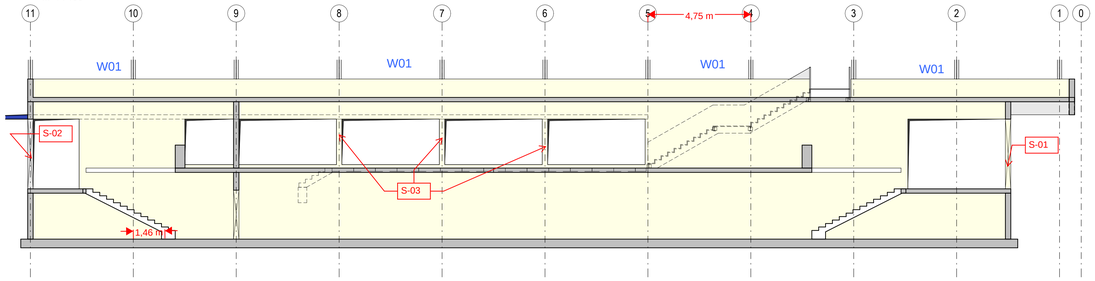
Architekt: jan große architekten, danziger straße 168, 10407 berlin, tel. 030-4280 2670, buero@grosse-architekten.de

Fachplaner: Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG
Rosenthaler Str. 40/41, 10178 Berlin
Fon +49(0)30 283983-0
berlin@lap-consult.com

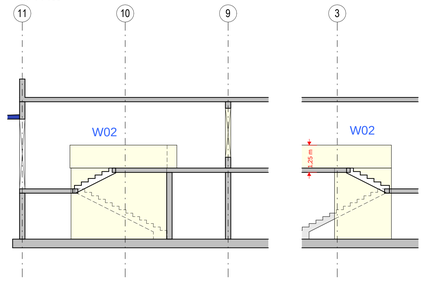
13.10.2023 13:34:58

594x841

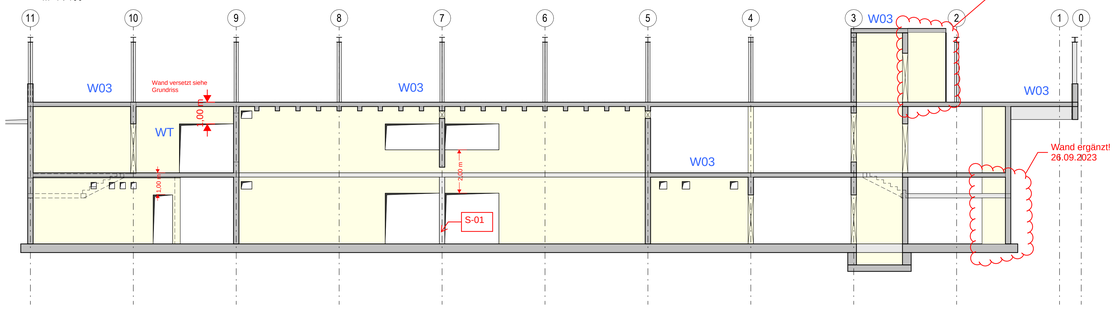
Statik Schnitt 1
M 1 : 100



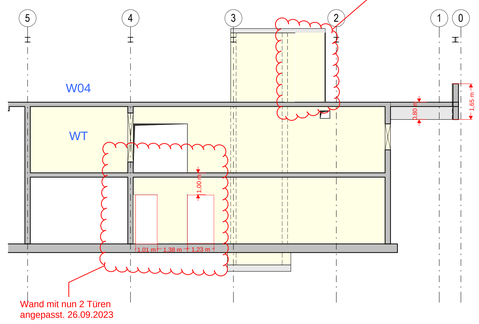
Statik Schnitt 2
M 1 : 100



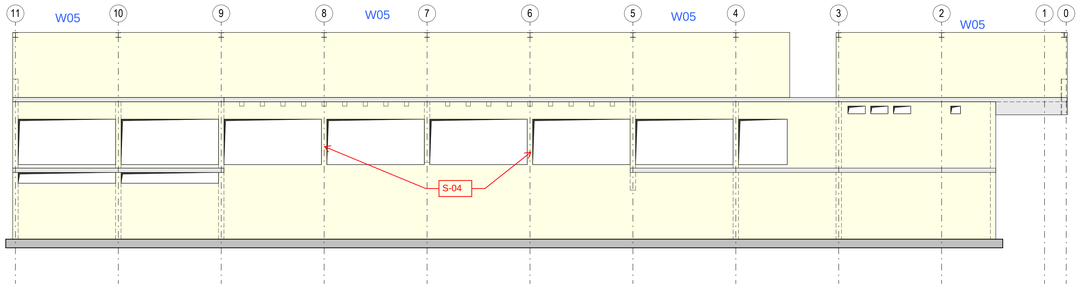
Statik Schnitt 3
M 1 : 100



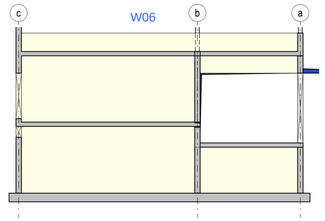
Statik Schnitt 4
M 1 : 100



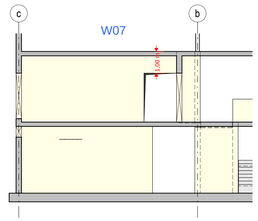
Statik Schnitt 5
M 1 : 100



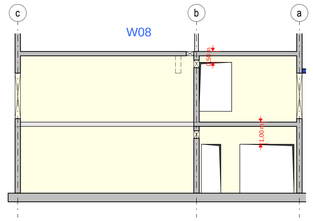
Statik Schnitt 6
M 1 : 100



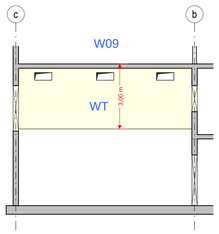
Statik Schnitt 7
M 1 : 100



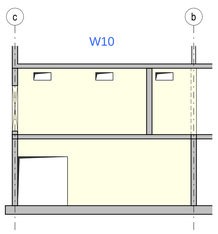
Statik Schnitt 8
M 1 : 100



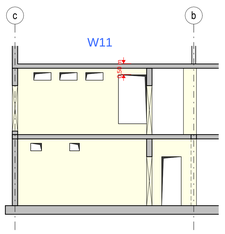
Statik Schnitt 9
M 1 : 100



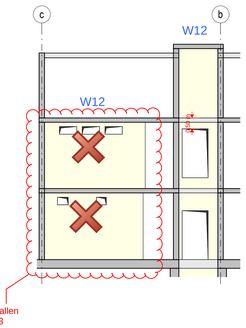
Statik Schnitt 10
M 1 : 100



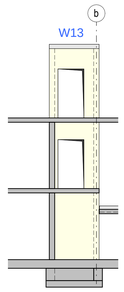
Statik Schnitt 11
M 1 : 100



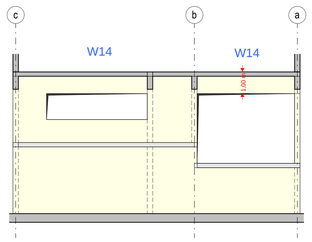
Statik Schnitt 12
M 1 : 100



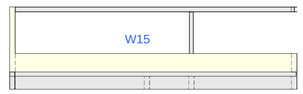
Statik Schnitt 13
M 1 : 100



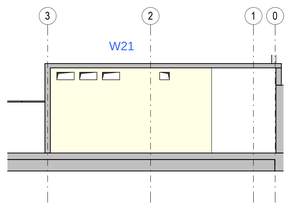
Statik Schnitt 14
M 1 : 100



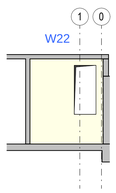
Statik Schnitt 15
M 1 : 100



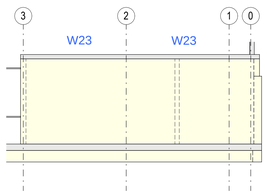
Statik Schnitt 21
M 1 : 100



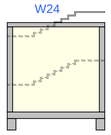
Statik Schnitt 22
M 1 : 100



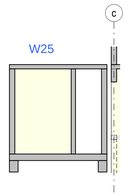
Statik Schnitt 23
M 1 : 100



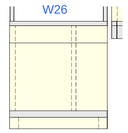
Statik Schnitt 24
M 1 : 100



Statik Schnitt 25
M 1 : 100



Statik Schnitt 26
M 1 : 100



H23 11481 Seite 6
06.10.2023 Pos. 6.1

Index	Änderung	gez.	Datum

Entwurfsplanung

Projekt: Jugendfreizeiteinrichtung MAXIM
Charlottenburger Straße 117 in 13086
Berlin

Freigabe Architekt:

Freigabe Prüfingenieur:

Planinhalt: Positionsplan / Wände
Tragwerksübersicht
Wandansichten Statik

Datum:	14.09.2023
Gezeichnet:	NWK
Geprüft:	KM
Maßstab:	1: 100
Auftragsnummer:	H23-11481
Plan-Nr.:	03_WS
Index	

Bauherr: Bezirksamt Pankow von Berlin
Abt. Jugend und Familie /Jugendamt
Berliner Allee 252-260
13088 Berlin

Architekt
jan große architekten
danziger straße 168
10407 berlin
tel. 030-4280 2670
buero@grosse-architekten.de

Fachplaner
Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG
Rosenthaler Str. 40/41, 10178 Berlin
Fon +49(0)30 283983-0
berlin@lap-consult.com

841x1189

Kapitel: 6.2 Außenwände

Kapitel	Inhalt	Seite von - bis	erstellt am	Bearbeiter
6.2.1	Allgemeines	2 - 2	06.10.2023	KM
6.2.2	Geometrie, System und Material	3 - 3	06.10.2023	KM
6.2.3	Einwirkungen	4 - 4	06.10.2023	KM
6.2.4	Schnittgrößen und Bemessung	10 - 47	06.10.2023	KM

6.2.1 Allgemeines

Die Außenwände mit h = 25 cm werden komplette in Stahlbeton geplant.

Somit können die horizontalen Belastungen aus Wind, „Holmlast“ auf die Brüstung und Anprall (wird auf der sicheren Seite berücksichtigt) sicher in die Deckenscheiben übertragen werden.

Die Bemessung erfolgt für repräsentative Wandpositionen mit der minimalen bzw. maximalen Beanspruchung.

Bei besonderer Belastung werden ggf. zusätzliche Wandpositionen betrachtet.

6.2.2 Geometrie, System und Material

Geometrie

Geschosshöhen: h = 3,26 m im EG
h = 3,38 m im UG

Deckendicke i.d.R.: h = 0,20 m

System

Tragende Wände werden auf der sicheren Seite liegend als zweiseitig gehaltene Wände (Pendelstützstreifen) betrachtet.

Material

Stahlbeton C25/30, Bst500B
h = 25 cm

6.2.3 Einwirkungen

Im Folgenden wird lediglich eine Zusammenstellung der Lasten vorgenommen. Für Details siehe Kap. 2 „Lastannahmen“ bzw. Kap. 4.4.

Ständige Einwirkungen

- Wandeigengewichte im OG und EG:

  g_1 = 6,25 kN/m² und Aufbau g_2 = 3,50 kN/m²

  Stahlbeton h = 25 cm mit WD und FT-Beton (h = 12 cm) und Innenputz

  $g_{1,2}$ = 9,75 kN/m² x ~ 3,1 m = 30,2 kN/m

- ständige Lasten aus der Dachdecke:

  g_k = 12 bis 187 kN/m (s. Kap. 5.1 Seite 68)

- ständige Lasten aus Decke über UG mit Auflast aus EG

  g_k = 7 bis 840 kN/m (s. Kap. 5.2 Seite 69)

Veränderliche Einwirkungen

- veränderliche Lasten aus der Dachdecke

  q_k = 9 bis 61 kN/m (s. Kap. 5.1 Seite 69)

- veränderliche Lasten aus Decke über UG mit Auflast aus EG

  g_k = 3 bis 285 kN/m (s. Kap. 5.2 Seite 70)

Wind:

q = 0,65 kN/m² (Kap.2.3, S.2)

Außendruckbeiwert $c_{pe,10}$ = 0,8

Winddruck: $w_{e,10}$ = 0,8 * 0,65 = 0,52 kN/m²

Windsog: $w_{e,10}$ = 0,5 * 0,65 = 0,33 kN/m²

Holmlast: q = 1,0 kN/m

Anpralllast: Q = 100 kN in 1,25 m über Fahrbahn

Erddruck: gemäß 2.3.4

Erddruckbelastungen werden auf Basis der Baugrundkennwerte als erhöhter aktiver Erddruck

E = 0,5 x (Ea + E0)

berücksichtigt (Mittelwert aus aktivem Erddruck und Erdruhedruck

Ansatz Boden γ = 21,5 kN/m³ (Erdauffüllung verdichtet bzw. Geschiebelehm/-mergel)

Reibungswinkel φ´= 27,5°

K_{0gh} = 1 – sin φ = 0,54

K_{agh} = 0,37

► k_{gh} = 0,5 (0,37+0,54) = 0,454

Die Erddrucklast ergibt sich damit zu:

E = 0,454 x h x 21,5 kN/m³

Verdichtungserddruck

Ansatz Verdichtungsdruck 25 kN/m²

Belastung auf Erdreich

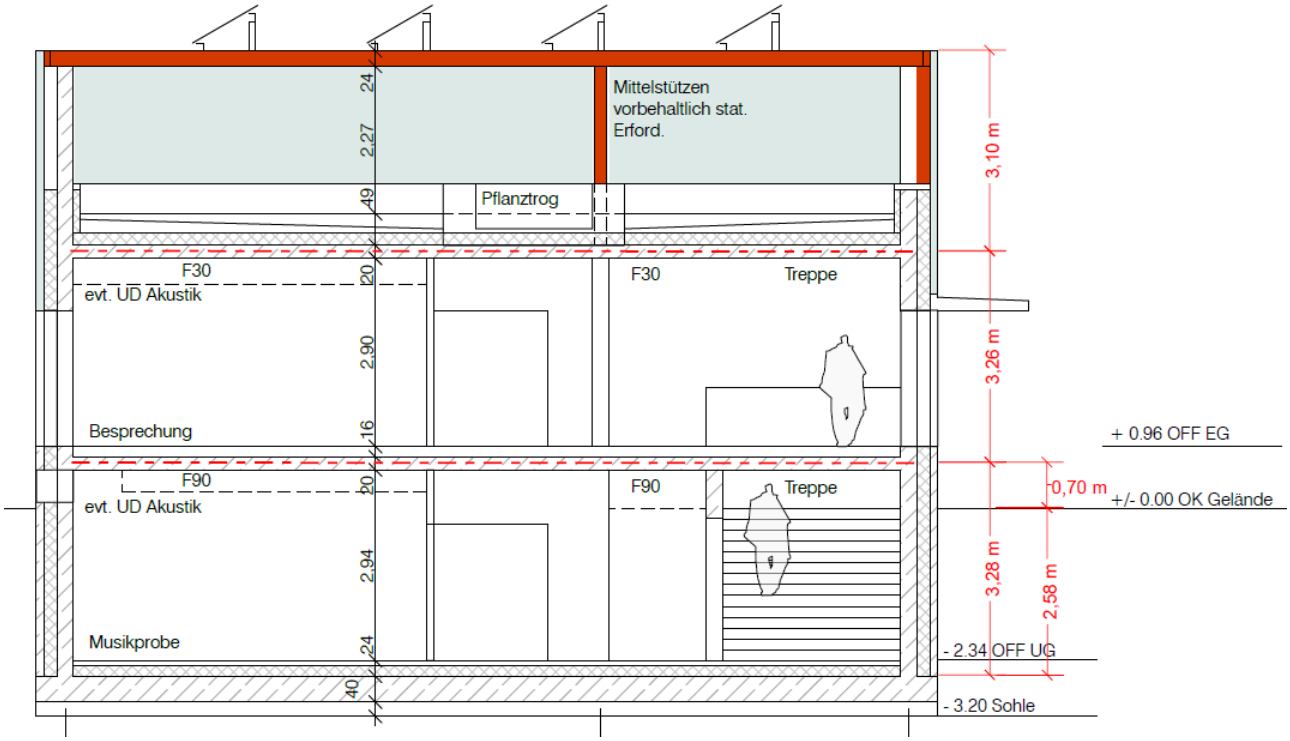
SLW 30 (sichere Seite)

qk = 16,7 kN/m²

Belastung aus Technikgebäude

gk ~ 40 kN/m² siehe Kap. 11 Seite 52
qk ~ 20 kN/m² siehe Kap. 11 Seite 53
bzw. auf Wand W5:
gk = 40 kN/m² * 0,454 < 20 kN/m²
qk = 20 kN/m² * 0,454 < 10 kN/m²

Geometrie mit OK Gelände:



Position: Erddruck auf Wand im UG

Erddruckberechnung (x64) EDB+ 01/23D (FRILO R-2023-1/P04)

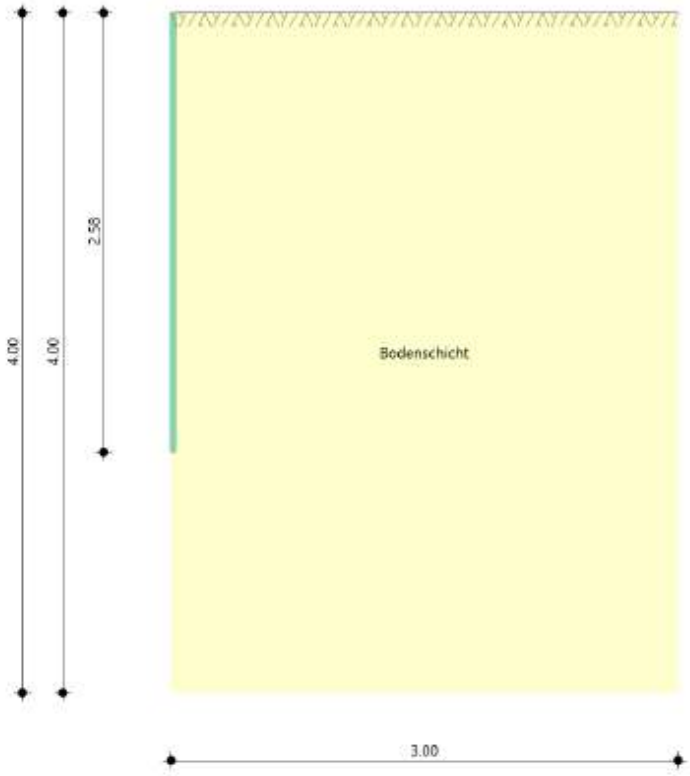
Einstellungen und Berechnungsparameter

Berechnung	:	Erhöhter aktiver Erddruck
Norm:	:	DIN 4085: 2017-08
Erddruckparameter	:	Kohäsion wird nicht in Rechnung gestellt
	:	Der Mindesterddruck wird angesetzt
	:	Verdichtung wird angesetzt

System

Systemgrafik

Maßstab 1 : 50



Wandsystem

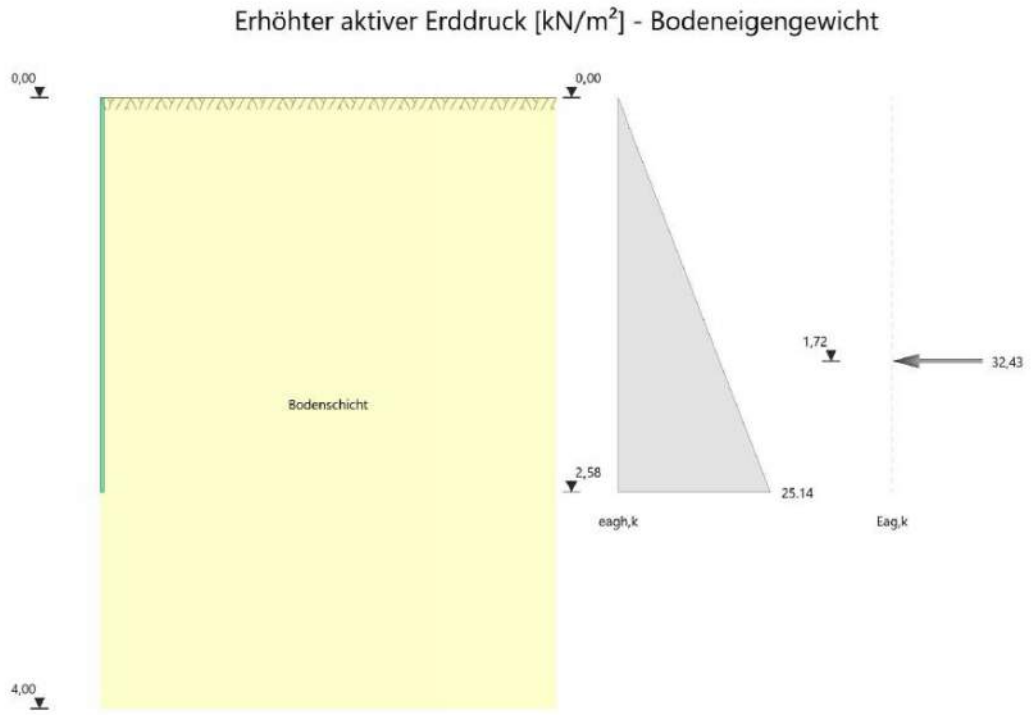
Wandhöhe	h	=	2,58 m	Wandtiefe	t	=	1,00 m
Wandausschnitt	zo	=	0,00 m		zu	=	2,58 m
Wandneigung	α	=	0,0 °	Wandreibungswinkel	δ	=	0 ϕ' °

Lastfälle

Lastfall Eigengewicht

Erddruckgrafik Bodeneigengewicht

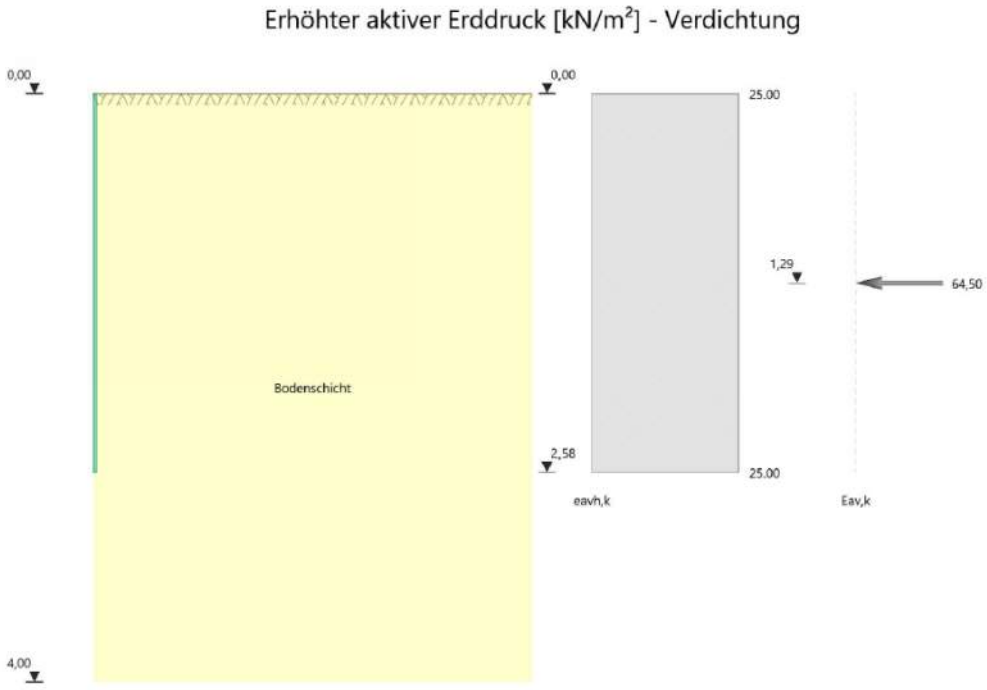
Maßstab 1 : 50



Lastfall Verdichtung

Erddruckgrafik Verdichtungserddruck

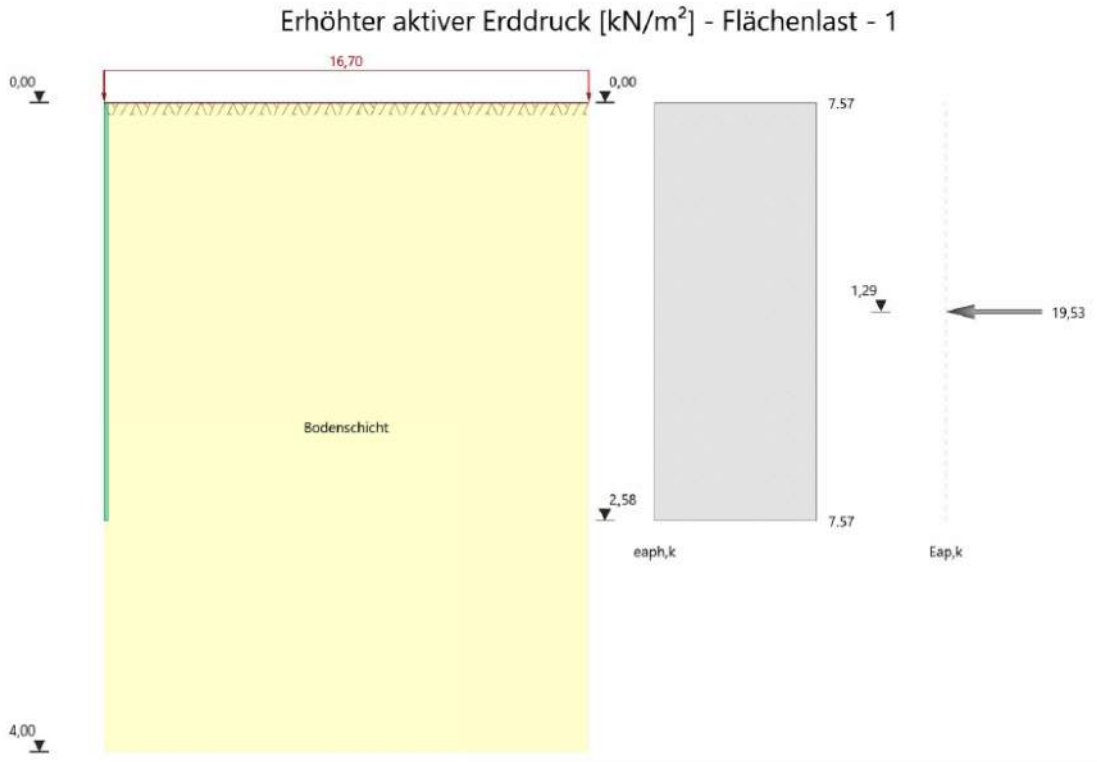
Maßstab 1 : 50



Lastfall Flächenlast

Erddruckgrafik Flächenlast

Maßstab 1 : 50



6.2.4 Schnittgrößen und Bemessung

Die Bemessung erfolgt mit den im vorangegangenen Kapitel angegebenen Belastungen unter Verwendung des Bemessungsprogramms B5 und DLT10 von Frilo©.

Die Decke über UG und EG wird mit Drehfedern für die Ermittlung der Randmomente berechnet.

Die Ergebnisse werden auf den folgenden Seiten ausgegeben.

W01, W05, W06 und W14:

Es wird getrennt für das EG bzw. UG jeweils für die min. und max. Wandlasten ein 1m-Streifen bemessen. Dabei wird die Windlast aus den Fenster-, Sturz-, und Brüstungsflächen als ein 1m-Streifen zusätzlich auf den Wandstreifen aufgebracht.

- **UG-Regelbemessung:**

Maßgebend für das UG ist der LF Erddruck mit min. Auflast.

Als Auflast wird die gemittelte Last aus der Decke über UG Kap. 5.2 Seite 73 angesetzt:

gk ~ 30 kN/m

Auf einen Ansatz der Teileinspannung wird verzichtet.

Bemessung siehe folgende Seiten 24 bis 26:

Gewählt:

- vertikal Ø 10/15 i.+ a.
- horizontal Ø 12/11 i.+ a. siehe Seite 20 bis 21

- **UG-W05 zw. Achse 9 bis 11:**

Maßgebend für das UG ist der LF Erddruck ohne Auflast als horizontal gespannter Durchlaufträger.

Bemessung siehe folgende Seiten 27 bis 31:

Gewählt:

- vertikal Ø 10/15 i.+ a.
- horizontal Ø 12/11 i.+ a. siehe Seite 20 bis 21
- Bügelbew.: Ø 8/15/24 zwei Reihen links von Achse 10 auf 1m Höhe von WD

- **EG –Regelbemessung:**

W01 zw. Achse 2‘ - 5 / 9‘ – 10‘ und W06/W14 zw. Achse b - c

Maßgebend für das EG ist min. Auflast mit dem Deckenrandmoment. Außerdem wird die Wind- und Anprallast berücksichtigt.

Als Auflast wird die gemittelte Last aus der Decke über EG Kap. 5.1 Seite 68 angesetzt:

Bemessung siehe folgende Seiten 32 bis 34:

Gewählt:

- vertikal Ø 10/15 i.+ a.
- horizontal Ø 10/10 i.+ a. siehe Seite 22 bis 23

- **EG – W05 zw. Achse 1‘ – 3**

Aufgrund der Wand im Dachgeschoß wird diese Wand über zwei Geschosse bemessen.

Als Auflast wird die Randauflagerkraft aus der Decke über EG Kap. 5.1 Seite 66/67 angesetzt:

min. gk = 17 kN/m und qk = 12 kN/m

Außerdem werden die Deckenrandmomente bzw. die Wind- und Anprallast berücksichtigt.

Winddruck und Windsog auf Achse c:

$w_{e,10}$ = 0,52 + 0,33 = 0,85 kN/m²

Winddruck und Windsog auf Achse a oberes Auflager der Stahlstütze:

$w_{e,10}$ = 0,85 kN/m² (3,1m - 1,0m) / 2 = 0,89 kN/m

Bemessung siehe folgende Seiten 35 bis 37:

Gewählt:

- vertikal Ø 10/15 i.+ a. im Dachgeschoß
- vertikal Ø 12/15 i.+ a. im Erdgeschoß
- horizontal Ø 10/10 i.+ a. siehe Seite 22 bis 23

- **EG – W05 zw. Achse 3‘ – 11**

Aufgrund der Wand im Dachgeschoß wird diese Wand über zwei Geschosse bemessen. Dafür wird im DG ein 1m-Streifen angesetzt, der die Windlast bzw. das Kragmoment an die EG-Stütze weiterleitet.

Als Auflast wird die Stützenlast aus der Decke über EG Kap. 5.1 Seite 58/59 angesetzt:

Gk = 155 kN und Qk = 95 kN

Außerdem werden die Deckenrandmomente bzw. die Wind- und Anprallast berücksichtigt.

Winddruck und Windsog auf Achse c:

$w_{e,10}$ = (0,52 + 0,33) * 4,75 m = 4,04 kN/m mit Stützeneinflussbreite l = 4,75 m

Winddruck und Windsog auf Achse a oberes Auflager der Stahlstütze:

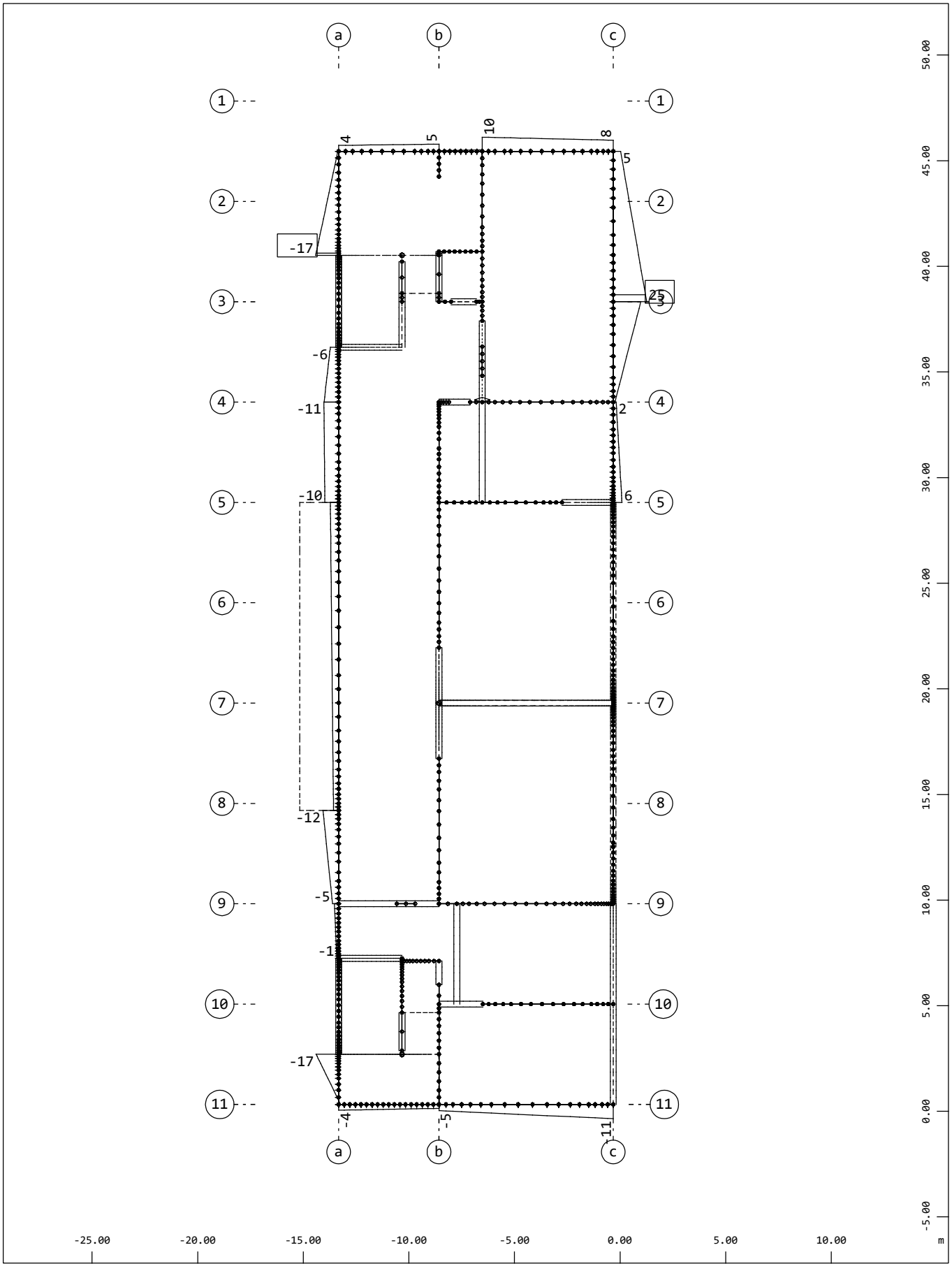
$w_{e,10}$ = 0,85 kN/m² (3,1m - 1,0m) / 2 * 4,75 m = 4,23 kN/m

Bemessung siehe folgende Seiten 38 bis 3:

Gewählt:

- vertikal Ø 10/15 i.+ a. im Dachgeschoss
- horizontal Ø 10/10 i.+ a. siehe Seite 22 bis 23
- vertikal 4 Ø 20 im Erdgeschoss

Decke über UG JFE_MAXIM
Stützenlasten



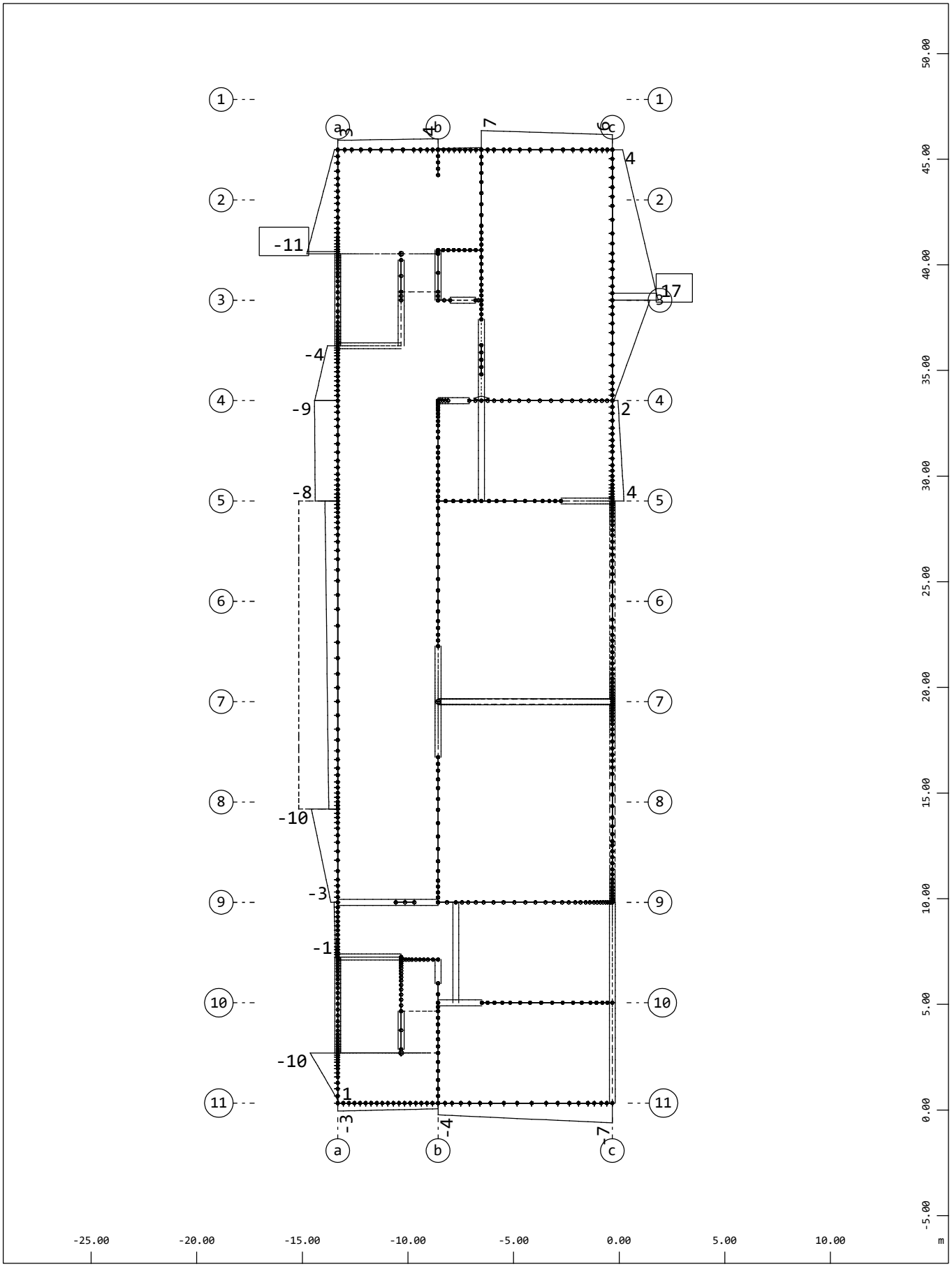
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

X
Z—Y

Gemitteltes Randauflagermoment um die Randrichtung, Lastfall 100 LF10 + LF11 + LF12 + LF13 , 1 cm im Raum = 39.2 kNm/m (Min=-17.0) (Max=24.9)

M 1 : 250

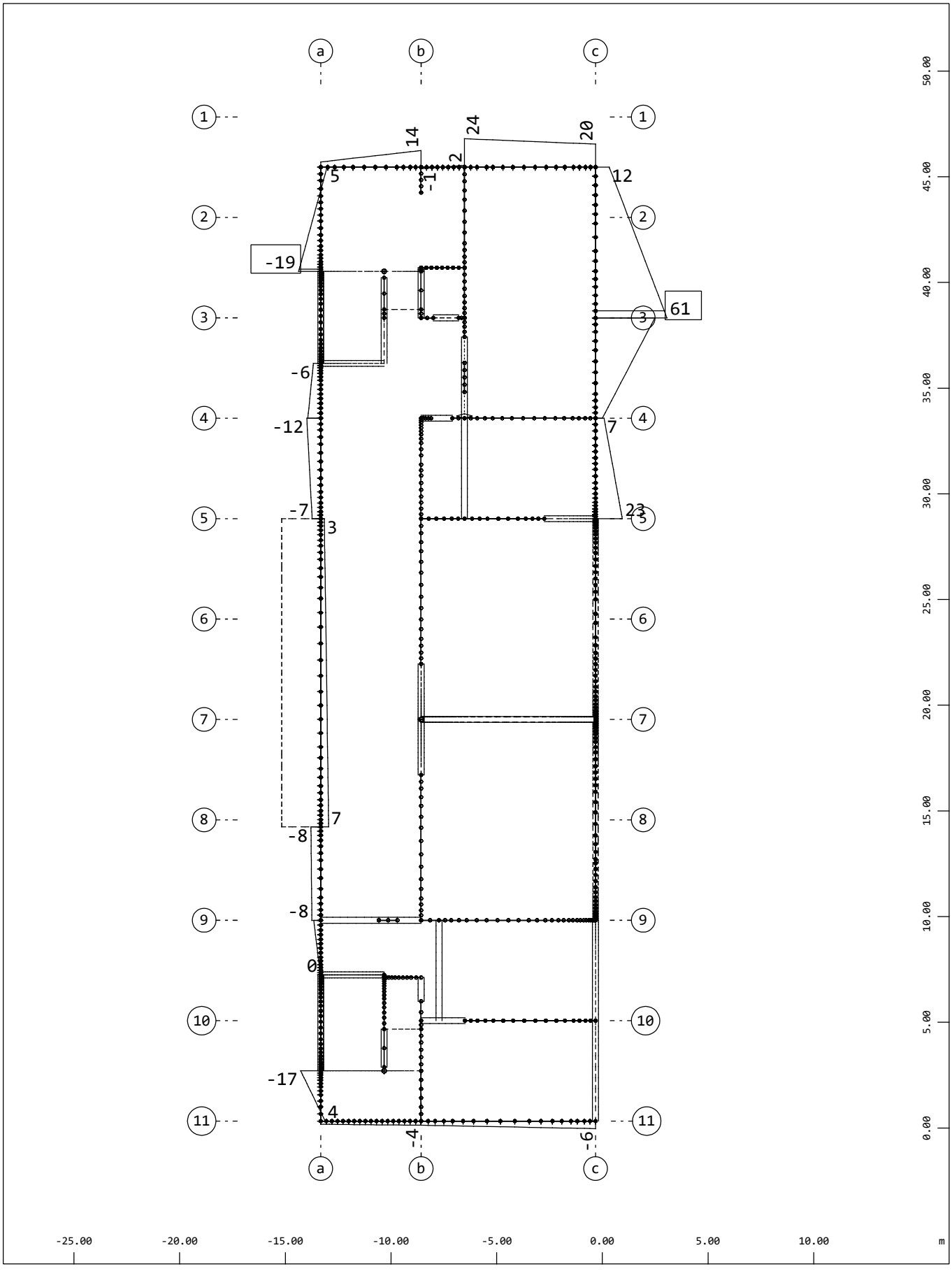
Decke über UG JFE_MAXIM
Stützenlasten



Gemitteltes Randauflagermoment um die Randrichtung, Lastfall 200 Nutzlast Q LF21 bis LF30 M 1 : 250
X
Z Y , 1 cm im Raum = 19.6 kNm/m (Min=-11.4) (Max=17.0)

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Stützenlasten

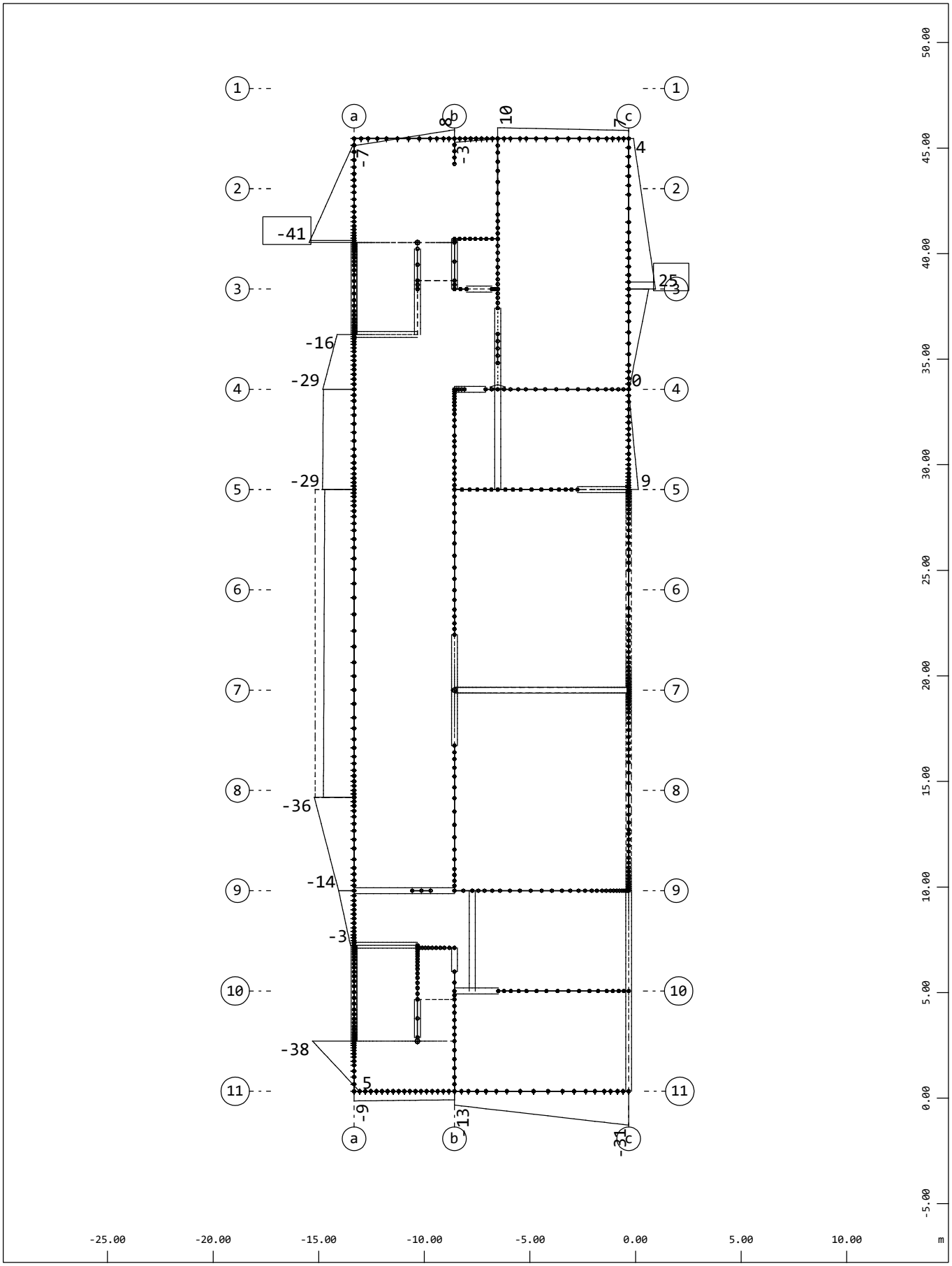


Gemitteltes Randauflagermoment um die Randrichtung, Lastfall 2169 MAX-M RAND Verteilte
Auflagerrea , 1 cm im Raum = 44.9 kNm/m (Min=-18.8) (Max=60.8)

M 1 : 250

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Stützenlasten



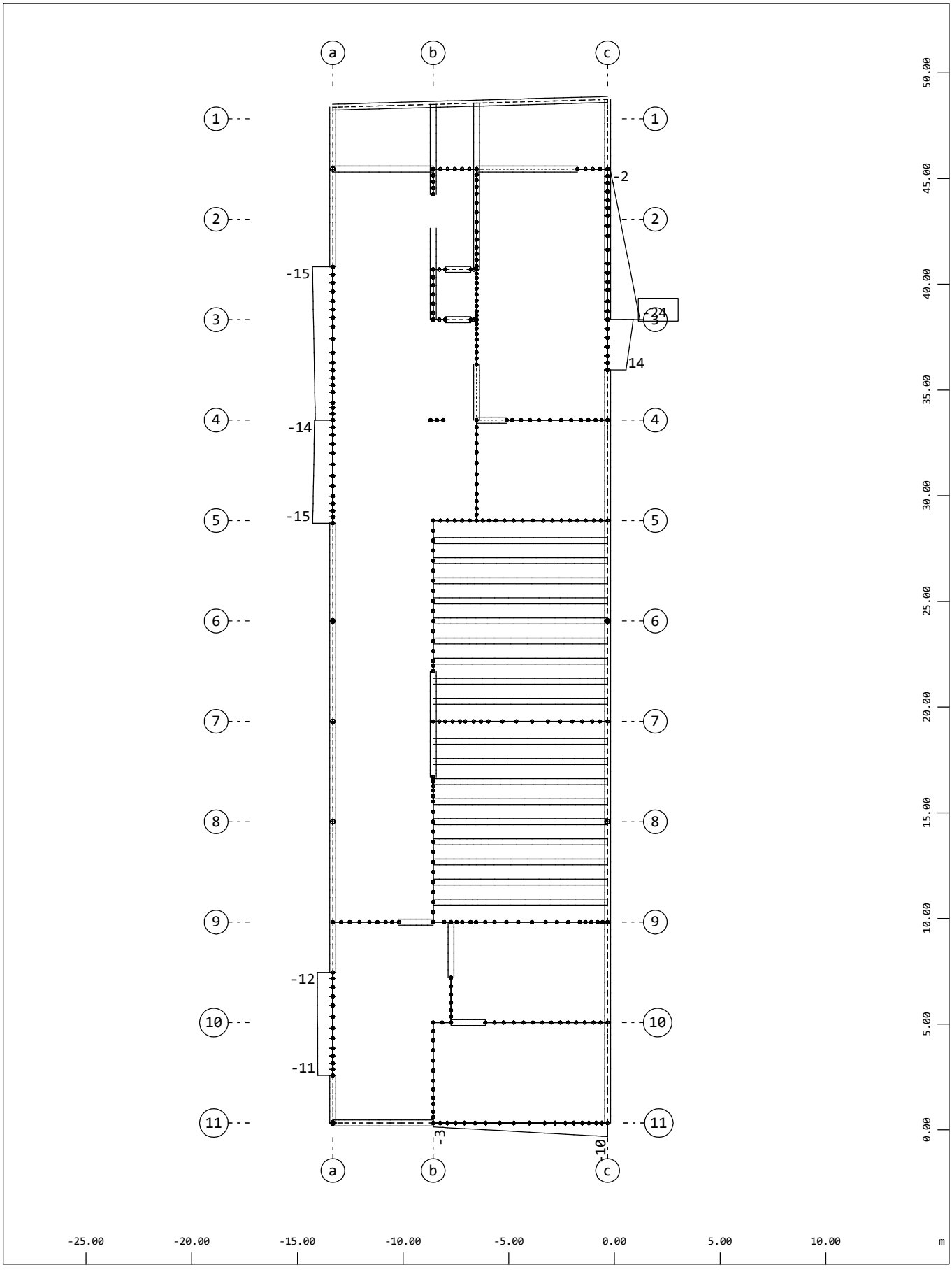
X
Z—Y

Gemitteltes Randauflagermoment um die Randrichtung, Lastfall 2170 MIN-M RAND Verteilte
Auflagerrea , 1 cm im Raum = 48.4 kNm/m (Min=-41.2) (Max=24.5)

M 1 : 250

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Dachdecke über EG
Stützenlasten

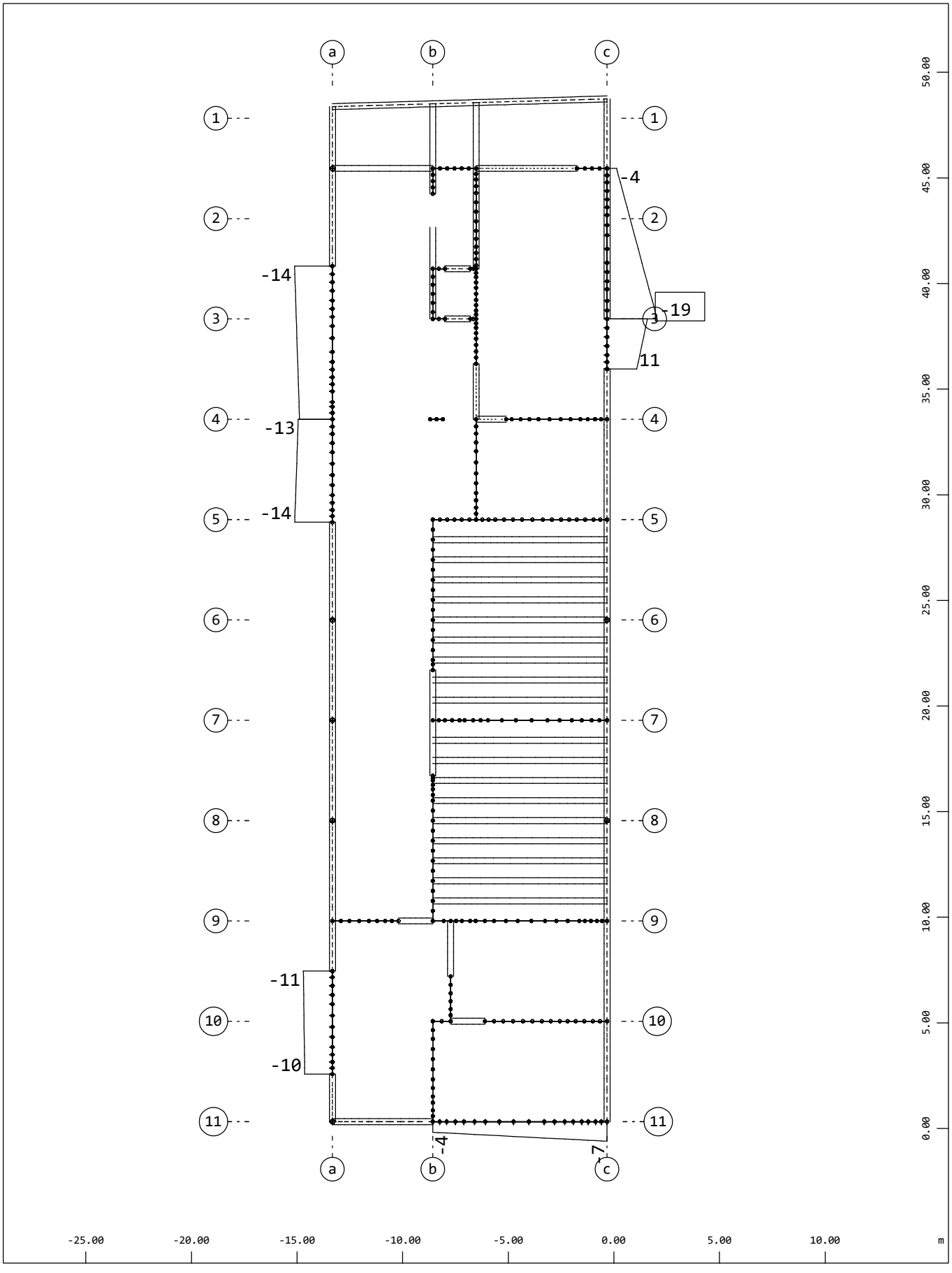


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Gemitteltes Randauflagermoment um die Randrichtung, Lastfall 100 LF10 bis LF13 , 1 cm
im Raum = 39.2 kNm/m (Min=-24.0) (Max=19.1)

M 1 : 250

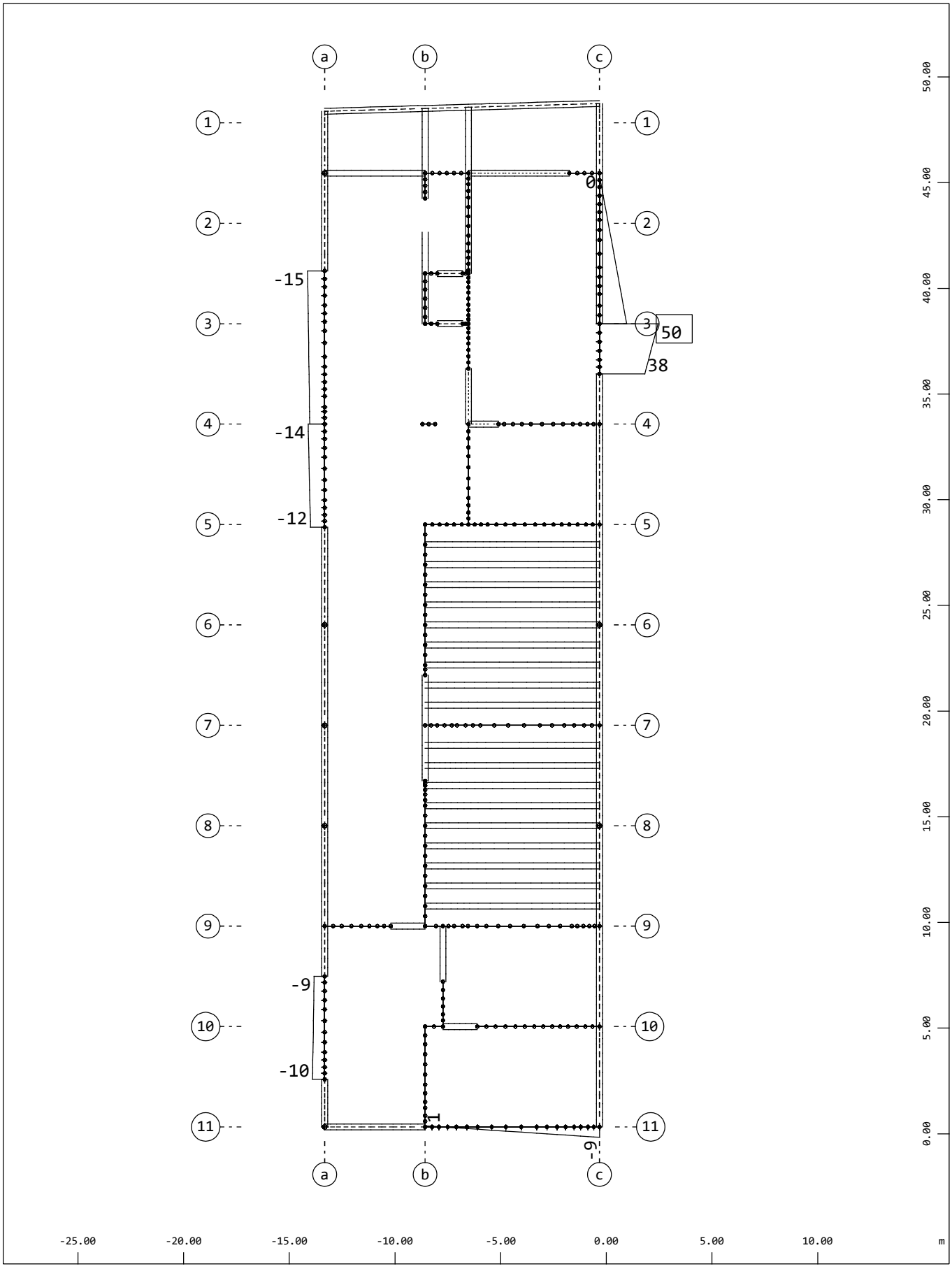
Dachdecke über EG
Stützenlasten



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Gemitteltes Randauflagermoment um die Randrichtung, Lastfall 200 Nutzlast Q LF21 bis LF30 M 1 : 250
X
Z Y , 1 cm im Raum = 19.6 kNm/m (Min=-18.6) (Max=15.0)

Dachdecke über EG
Stützenlasten

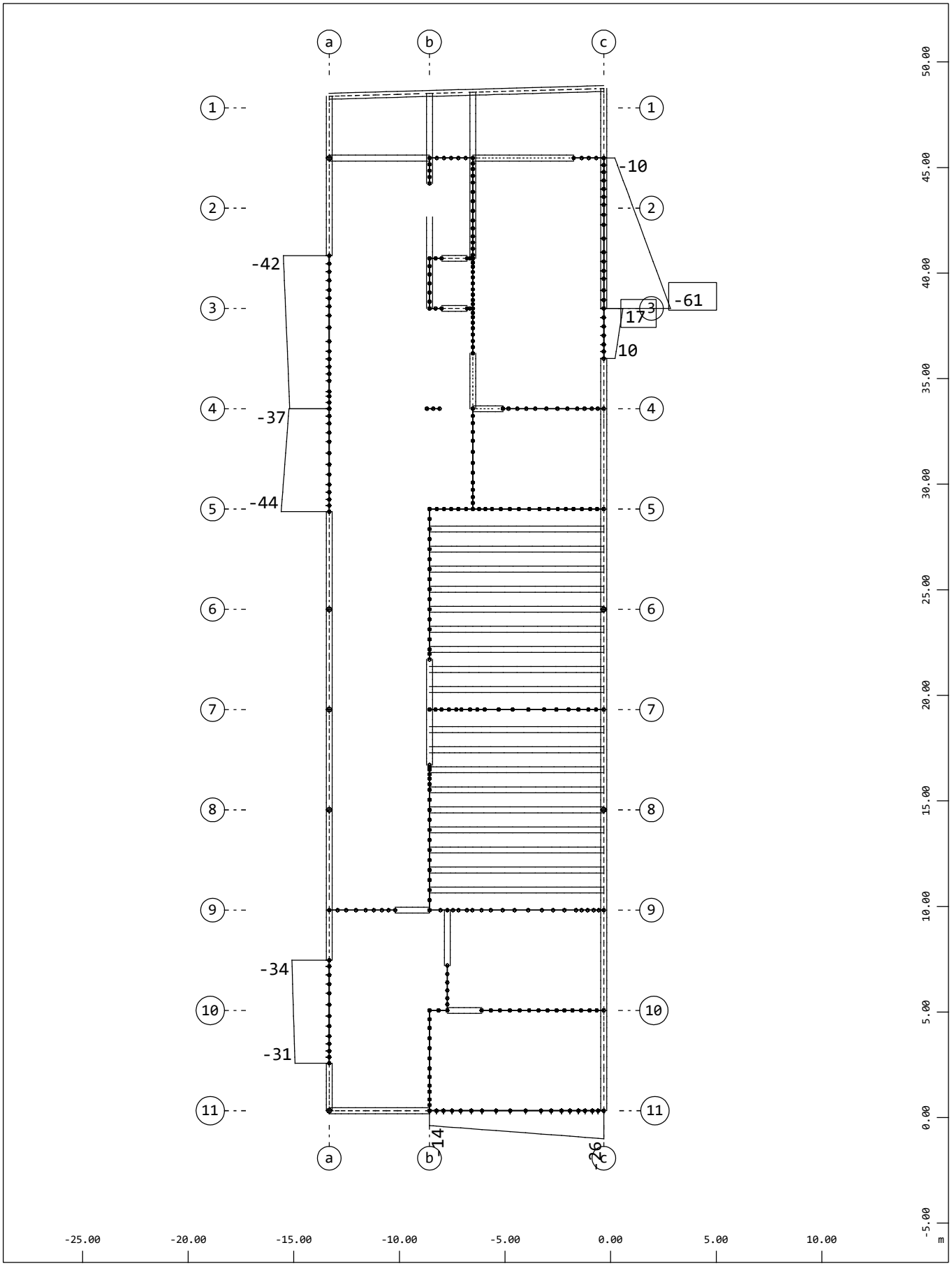


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Gemitteltes Randauflagermoment um die Randrichtung, Lastfall 2169 MAX-M RAND Verteilte
Auflagerrea , 1 cm im Raum = 44.9 kNm/m (Min=-23.1) (Max=49.8)

M 1 : 250

Dachdecke über EG
Stützenlasten



Gemitteltes Randauflagermoment um die Randrichtung, Lastfall 2170 MIN-M RAND Verteilte
Auflagerrea , 1 cm im Raum = 48.4 kNm/m (Min=-61.1) (Max=17.4)

M 1 : 250

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Rißbreitenbeschränkung gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.4 (direkte Berechnung)

Die erforderliche Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung wird für eine Bauteilseite berechnet.

Bauteilabmessungen	$h := 0.25$ m	$b := 1$ m	
Stahlbeton	Beton := "C25/30"	Stahl := "B500"	
Rechnerische Rißbreite	$w_k := 0.3$ mm		
Betondeckung zur äußeren Lage der betrachteten Richtung	$c := 35$ mm	Größtkorn	$d_g := 32$ mm
Bewehrung	$n_{s.L} := 1$ Lage(n) Ø := 12 / s := 11 cm		

Eff. Betonzugfestigkeit

Betonzugfestigkeit $f_{ctm}(t)$ zum Rißzeitpunkt

$$f_{ct.eff}(t) = k_{zt}(t) \cdot f_{ctm}$$

Später Zwang
t > 28 d $k_{zt} = 1.0$ $f_{ct.eff} \geq 3.0$ N/mm² für Normalbeton
$f_{ct.eff} \geq 2.5$ N/mm² für Leichtbeton

Früher Zwang
t = 3...5 d $k_{zt} = 0.5$ 0.5 f_{ctm} gem. DIN EN 1992-2:2010-12, NCI zu 7.3.2(102) (Brückenbau)

Empfehlung DBV-Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung ...", Fassung 05/2016:

r < 0.5	$k_{zt} = 0.65$	(h ≤ 0.30 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
	$k_{zt} = 0.75$	(0.30 m < h ≤ 0.80 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
	$k_{zt} = 0.85$	(0.80 m < h ≤ 2.00 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
r < 0.3	$k_{zt} = 0.60$	(0.30 m < h ≤ 0.80 m, langsame Festigkeitsentwicklung)
	$k_{zt} = 0.70$	(0.80 m < h ≤ 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung
	$k_{zt} = 0.80$	(h > 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung)

Ansatz	$k_{zt} := 1.0$	$f_{ct.eff}(k_{zt}) = 3$ *N/mm²*	
Beiwert für Eigenspannungen h ≤ 30cm k = 0.8 h ≥ 80cm k = 0.5 äußerer Zwang k = 1.0	$k = 0.80$	Beiwert Spannungsverteilung zentrischer Zug = 1.0 reine Biegung = 0.4	$k_c := 1.0$
Abminderungsfaktor für langsam erhärtenden Beton $r = f_{cm2}/f_{cm28} \leq 0,3$ $k_L = 0.85$ $r = f_{cm2}/f_{cm28} > 0,3$ $k_L = 1.0$	$k_L := 1.0$	Pauschale Abminderung der Bewehrung auf 85% gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.2(NA.6) nur bei innerem Zwang und Verwendung von langsam erhärtenden Betonen	

Bewehrung je Seite	$A_{s.erf} = 10.2$ cm²	$A_{s.vorh} = 10.3$ cm²	$\frac{A_{s.erf}}{A_{s.vorh}} = 0.99$
		$\rho = 0.49$ %	
Stahlspannung	$\sigma_s = 300$ N/mm²	Wirkungszone der Bewehrung $h_{eff} = 11$ cm	
Rissinformation	Rißinformation = "Einzelriß - Schwachstelle"		
Bemessungsinformation	Bemessung = "als dünnes Bauteil mit Abminderungsfaktor k"		

Hinweise zur Ausschreibung und zur Ausführungsplanung gem. DBV - Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung ..."

Die getroffenen Annahmen sind durch Hinweise in der Baubeschreibung und im Leistungsverzeichnis sowie auf den Ausführungsplänen dem Bauausführenden rechtzeitig mitzuteilen, damit bei der Festlegung des Betons eine entsprechende Anforderung aufgenommen werden kann. Die betroffenen Bauteile sind konkret zu bezeichnen.

Textbeispiel:
"Bei der rechnerischen Begrenzung der Rissbreite für das Bauteil ..., Pos. ... wurde
früher Zwang / später Zwang vorausgesetzt.
Zur Begrenzung der frühen Betonzugfestigkeit wurde ein Beton mit
langsamer Festigkeitsentwicklung (r < 0,3)
mittlerer Festigkeitsentwicklung (r < 0.5)
schneller Festigkeitsentwicklung (r ≥ 0.5) angenommen.
(Nichtzutreffendes streichen bzw. entfernen)
Damit ggf. verbundene Randbedingungen wie Ausschalfristen und verlängerte Nachbehandlung sind zu beachten.

Bei der Festlegung des Betons ist durch den Bauausführenden dafür Sorge zu tragen, dass die rechnerisch angenommene Zugfestigkeit zum Zeitpunkt der Rissbildung nicht überschritten wird."

---

* DBV-Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau" 05/2016 - Auszug:

Tabelle 7. Empfohlene Anhaltswerte der Betonzugfestigkeit bei Zwang aus Abfließen der Hydratationswärme
Table 7. Recommended calculation values of concrete tensile strength due to restraint from loss of the heat of hydration

S	1		2	3	4	5
Z	Festigkeitsentwicklung des Betons		Bauteildicke h			
			≤ 0,30 m	≤ 0,80 m	≤ 2,0 m	> 2,0 m
1	langsam	$(r < 0{,}30)$ [1) 2)]	– [3)]	$0{,}60 f_{ctm}$	$0{,}70 f_{ctm}$ [4)]	$0{,}80 f_{ctm}$ [4)]
2	mittel	$(r < 0{,}50)$ [1)]	$0{,}65 f_{ctm}$	$0{,}75 f_{ctm}$	$0{,}85 f_{ctm}$	$0{,}95 f_{ctm}$
3	schnell	$(r \geq 0{,}50)$ [1)]	$0{,}80 f_{ctm}$	$0{,}90 f_{ctm}$	$1{,}0 f_{ctm}$	$1{,}00 f_{ctm}$

1) Die Festigkeitsentwicklung des Betons wird durch das Verhältnis $r = f_{cm}(2\,d) / f_{cm}(28\,d)$ beschrieben, das bei der Eignungsprüfung oder auf der Grundlage eines bekannten Verhältnisses von Beton vergleichbarer Zusammensetzung (d. h. gleicher Zement, gleicher w/z-Wert) ermittelt wurde.
Wird bei besonderen Anwendungen die Druckfestigkeit zu einem späteren Zeitpunkt $t > 28$ Tage bestimmt, ist das Verhältnis der mittleren Druckfestigkeit nach 2 Tagen $f_{cm}(2\,d)$ zur mittleren Druckfestigkeit zum Zeitpunkt der Bestimmung der Druckfestigkeit $f_{cm}(t)$ zu ermitteln oder es ist vom Betonhersteller eine Festigkeitsentwicklungskurve bei 20 °C zwischen 2 Tagen und dem Zeitpunkt der Bestimmung der Druckfestigkeit anzugeben.

2) Bei Festigkeitsklassen ≥ C30/37 ist es i. d. R. nicht möglich, das Festigkeitsverhältnis $r < 0{,}30$ bezogen auf 28 Tage zu begrenzen. In diesen Fällen ist es erforderlich, den Zeitpunkt des Nachweises der Festigkeitsklasse auf einen späteren Zeitpunkt (z. B. 56 Tage) zu vereinbaren.

3) Die Auslegung der Bewehrung bei dünnen Bauteilen auf eine langsame Festigkeitsentwicklung ist nicht sinnvoll. Es sollte grundsätzlich mindestens eine mittlere Festigkeitsentwicklung angenommen werden.

4) Der empfohlene Anhaltswert für massige Bauteile ist erst bei der Verwendung von langsam erhärtenden Betonen mit einem Prüfalter von 91 Tagen zu erwarten.

Rißbreitenbeschränkung gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.4 (direkte Berechnung)

Die erforderliche Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung wird für eine Bauteilseite berechnet.

Bauteilabmessungen	$h := 0.25$ m	$b := 1$ m
Stahlbeton	Beton := "C25/30"	Stahl := "B500"
Rechnerische Rißbreite	$w_k := 0.4$ mm	
Betondeckung zur äußeren Lage der betrachteten Richtung	$c := 30$ mm	Größtkorn $d_g := 32$ mm
Bewehrung	$n_{s.L} := 1$ Lage(n) Ø := 10 / s := 10 cm	
Eff. Betonzugfestigkeit Betonzugfestigkeit $f_{ctm}(t)$ zum Rißzeitpunkt	$f_{ct.eff}(t) = k_{zt}(t) \cdot f_{ctm}$	

Später Zwang
t > 28 d $k_{zt} = 1.0$ $f_{ct.eff} \geq 3.0$ N/mm² für Normalbeton
$f_{ct.eff} \geq 2.5$ N/mm² für Leichtbeton

Früher Zwang
t = 3...5 d $k_{zt} = 0.5$ 0.5 f_{ctm} gem. DIN EN 1992-2:2010-12, NCI zu 7.3.2(102) (Brückenbau)

Empfehlung DBV-Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung ...", Fassung 05/2016:

r < 0.5	$k_{zt} = 0.65$	(h ≤ 0.30 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
	$k_{zt} = 0.75$	(0.30 m < h ≤ 0.80 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
	$k_{zt} = 0.85$	(0.80 m < h ≤ 2.00 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
r < 0.3	$k_{zt} = 0.60$	(0.30 m < h ≤ 0.80 m, langsame Festigkeitsentwicklung)
	$k_{zt} = 0.70$	(0.80 m < h ≤ 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung
	$k_{zt} = 0.80$	(h > 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung)

Ansatz	$k_{zt} := 1.0$	$f_{ct.eff}(k_{zt}) = 3$ *N/mm²*
Beiwert für Eigenspannungen h ≤ 30cm k = 0.8 h ≥ 80cm k = 0.5 äußerer Zwang k = 1.0	$k = 0.80$	Beiwert Spannungsverteilung $k_c := 1.0$ zentrischer Zug = 1.0 reine Biegung = 0.4
Abminderungsfaktor für langsam erhärtenden Beton $r = f_{cm2}/f_{cm28} \leq 0,3$ $k_L = 0.85$ $r = f_{cm2}/f_{cm28} > 0,3$ $k_L = 1.0$	$k_L := 1.0$	Pauschale Abminderung der Bewehrung auf 85% gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.2(NA.6) nur bei innerem Zwang und Verwendung von langsam erhärtenden Betonen

Bewehrung je Seite	$A_{s.erf} = 7.5$ *cm²*	$A_{s.vorh} = 7.9$ *cm²*	$\frac{A_{s.erf}}{A_{s.vorh}} = 0.96$
		$\rho = 0.37$ %	
Stahlspannung	$\sigma_s = 379$ *N/mm²*	Wirkungszone der Bewehrung $h_{eff} = 10$ *cm*	
Rissinformation	Rißinformation = "Abgeschlossenes Rißbild"		
Bemessungsinformation	Bemessung = "als dickes Bauteil, Sammelrißbildung im Inneren"		

Hinweise zur Ausschreibung und zur Ausführungsplanung gem. DBV - Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung ..."

Die getroffenen Annahmen sind durch Hinweise in der Baubeschreibung und im Leistungsverzeichnis sowie auf den Ausführungsplänen dem Bauausführenden rechtzeitig mitzuteilen, damit bei der Festlegung des Betons eine entsprechende Anforderung aufgenommen werden kann. Die betroffenen Bauteile sind konkret zu bezeichnen.

Textbeispiel:
"Bei der rechnerischen Begrenzung der Rissbreite für das Bauteil ..., Pos. ... wurde
früher Zwang / später Zwang vorausgesetzt.
Zur Begrenzung der frühen Betonzugfestigkeit wurde ein Beton mit
langsamer Festigkeitsentwicklung (r < 0,3)
mittlerer Festigkeitsentwicklung (r < 0.5)
schneller Festigkeitsentwicklung (r ≥ 0.5) angenommen.
(Nichtzutreffendes streichen bzw. entfernen)
Damit ggf. verbundene Randbedingungen wie Ausschalfristen und verlängerte Nachbehandlung sind zu beachten.

Bei der Festlegung des Betons ist durch den Bauausführenden dafür Sorge zu tragen, dass die rechnerisch angenommene Zugfestigkeit zum Zeitpunkt der Rissbildung nicht überschritten wird."

---

* DBV-Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau" 05/2016 - Auszug:

Tabelle 7. Empfohlene Anhaltswerte der Betonzugfestigkeit bei Zwang aus Abfließen der Hydratationswärme
Table 7. Recommended calculation values of concrete tensile strength due to restraint from loss of the heat of hydration

S	1		2	3	4	5
Z	Festigkeitsentwicklung des Betons		Bauteildicke h			
			≤ 0,30 m	≤ 0,80 m	≤ 2,0 m	> 2,0 m
1	langsam	$(r < 0,30)$ [1) 2)]	– [3)]	$0,60 f_{ctm}$	$0,70 f_{ctm}$ [4)]	$0,80 f_{ctm}$ [4)]
2	mittel	$(r < 0,50)$ [1)]	$0,65 f_{ctm}$	$0,75 f_{ctm}$	$0,85 f_{ctm}$	$0,95 f_{ctm}$
3	schnell	$(r \geq 0,50)$ [1)]	$0,80 f_{ctm}$	$0,90 f_{ctm}$	$1,0 f_{ctm}$	$1,00 f_{ctm}$

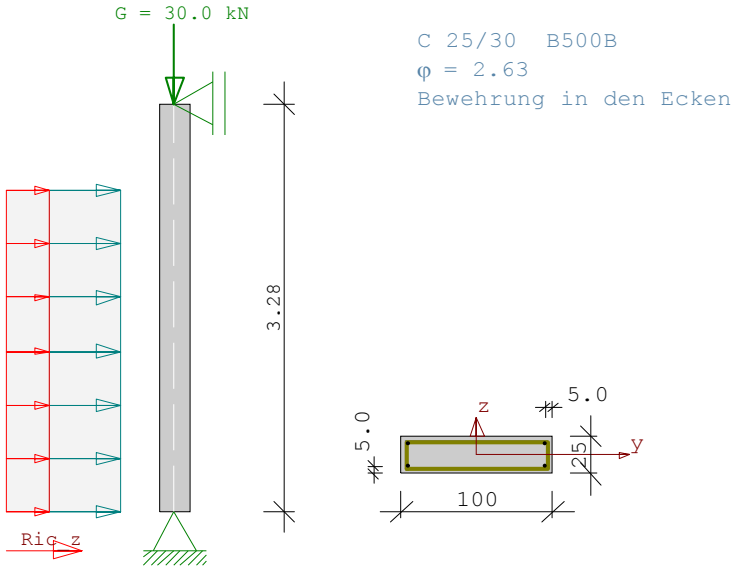
1) Die Festigkeitsentwicklung des Betons wird durch das Verhältnis $r = f_{cm}(2\ d) / f_{cm}(28\ d)$ beschrieben, das bei der Eignungsprüfung oder auf der Grundlage eines bekannten Verhältnisses von Beton vergleichbarer Zusammensetzung (d. h. gleicher Zement, gleicher w/z-Wert) ermittelt wurde.
Wird bei besonderen Anwendungen die Druckfestigkeit zu einem späteren Zeitpunkt $t > 28$ Tage bestimmt, ist das Verhältnis der mittleren Druckfestigkeit nach 2 Tagen $f_{cm}(2\ d)$ zur mittleren Druckfestigkeit zum Zeitpunkt der Bestimmung der Druckfestigkeit $f_{cm}(t)$ zu ermitteln oder es ist vom Betonhersteller eine Festigkeitsentwicklungskurve bei 20 °C zwischen 2 Tagen und dem Zeitpunkt der Bestimmung der Druckfestigkeit anzugeben.
2) Bei Festigkeitsklassen ≥ C30/37 ist es i. d. R. nicht möglich, das Festigkeitsverhältnis $r < 0,30$ bezogen auf 28 Tage zu begrenzen. In diesen Fällen ist es erforderlich, den Zeitpunkt des Nachweises der Festigkeitsklasse auf einen späteren Zeitpunkt (z. B. 56 Tage) zu vereinbaren.
3) Die Auslegung der Bewehrung bei dünnen Bauteilen auf eine langsame Festigkeitsentwicklung ist nicht sinnvoll. Es sollte grundsätzlich mindestens eine mittlere Festigkeitsentwicklung angenommen werden.
4) Der empfohlene Anhaltswert für massige Bauteile ist erst bei der Verwendung von langsam erhärtenden Betonen mit einem Prüfalter von 91 Tagen zu erwarten.

Position: Wand_UG_01 Regelbemessung

Stahlbetonstütze B5 01/2019/E (FRILO R-2023-1-x86)

PENDELSTÜTZE, Rechteck, 1-achsig beansprucht in z-Richtung (um y)

Berechnungsgrundlage: DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
E = 31000 N/mm2 ρ = 2500 kg/m3



1 Mcry = 26.72 kNm Mcrz = 106.87 kNm

Anforderungen Dauerhaftigkeit:

Betonangriff			WF		
Bewehrungskorrosion			XC3		
Mindestbetonklasse			C 20/25		
Bügel	$d_{s,b}$	=	10	mm	
Längsbewehrung	$d_{s,l}$	=	10	mm	
Vorhaltemaß	Δc_{dev}	=	15	mm	
Bügel	$c_{min,b}$	=	20	mm	
Betondeckung	$c_{nom,b}$	=	35	mm	
Längsbewehrung	$c_{min,l}$	=	20	mm	
Betondeckung	$c_{nom,l}$	=	45	mm	*1
Verlegemaß Bügel	$c_{v,b}$	=	35	mm	
zul. Rissbreite	w_{max}	=	0.30	mm	

*1: mit cmin,b

Kriechzahl und Schwindmaß

wirksame Bauteildicke	h_0	=	20.0	cm	(nutzerdefiniert)
Luftfeuchte	LU	=	50	%	Zement 32.5R;42.5
Belastungsalter	t_0	=	28	Tage	t= unendlich
Kriechzahl	$\phi(t_0,t)$	=	2.63		
Schwindmaß	$\varepsilon_{cs}(t)$	=	-0.47	‰	

KNOTEN - LASTEN :

LfNr	KNr	V (kN)	ey (cm)	ez (cm)	Py (kN)	Pz (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	EWG	Zus	Alt
1	2	30.00	.	.	.	.	.	.	.		g
		20.50	(Eigengewicht)								

STAB - LASTEN :

LfNr	SNr	Typ	Ric	g1 (kN/m	g2 , kN)	Abst (m)	Lang (m)	EWG	Zus	Alt
2	.	Trapezlast	z	25.00	25.00	.00	2.58	.		g
				7.57	7.57			G	.	p

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
G	2	30kN < Fahrzeuglast < 160kN	0.70	0.50	0.30	1.50

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.

Weitere Berechnungsgrundlagen:

Genauigkeit Gkn = 4.48e-8
Anzahl der Unterelemente je Stababschnitt: 6
Arbeitslinie des Betons für die Verf.-Berechnung EN 1992-1-1 3.1.5
Berechnung der Betondruckkraft ohne Abzug der Bewehrung.
Bei n > -0.10 : eff EI nach EN2 7.4.2 (7.19)
Kriechen wird durch eine verzerrte Spannungsdehnungsline
berücksichtigt.
ϕeff = ϕ0 * M0/Med (M0 aus quasi-ständ. Kombination mit ei)
Die eff. Steifigkeit wurde mit Faktor 0.61 abgemindert.
Schadensfolgeklasse nach EN 1990 Tab B.1 CC2 -> KFi = 1.0 (Tab B.3)

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.147
lt. Erläuterung EN2 S. 150 muss das Kriterium As,min >= ,0003 Ac
nicht angewendet werden.

KNICKLÄNGEN, Schlankheiten, ungewollte - und Kriech - Ausmitten :

Lf-Komb	Stab Nr.	skz (m)	λz	+-eiz (cm)	ϕeff
2	1	3.28	45.4	.00	.00
λlim: EN 1992-1-1			134.0		

Knicksicherheitsnachweis ist nicht erforderlich: $\lambda < \lambda_{lim}$

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: ohne ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
1	3.280	-68.2	.00		0.150	3.75*	10.47
1	2.733	-68.2	18.73		0.150	3.75*	10.47
2	2.187	-68.2	46.54		0.326	8.16	10.47
2	1.640	-68.2	55.13		0.421	10.51	10.47
2	1.093	-68.2	50.23		0.367	9.16	10.47
2	.547	-68.2	31.87		0.185	4.61	10.47
1	.000	-68.2	.00		0.150	3.75*	10.47

Mindestbewehrung für Bemessung als Wand ist berücksichtigt.
* Mindestlängsbewehrung nach 9.6.2 (1)

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Querkraft: ohne ea, Th.1.O.

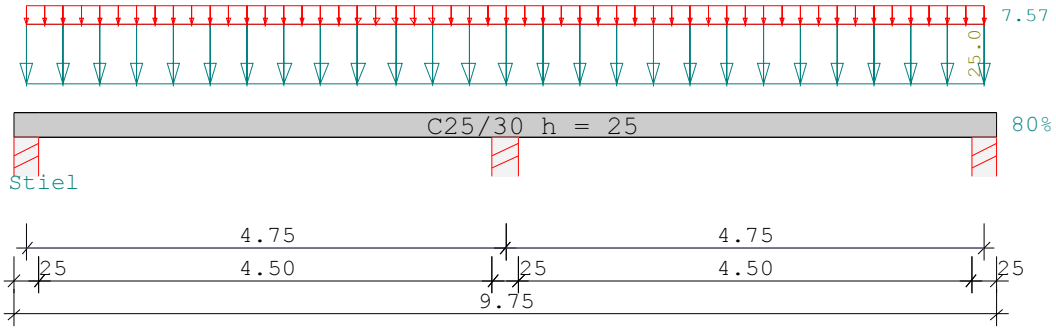
Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Ved,z (kN)	Vrd,c (kN)	Vrd,max (kN)	Θ (Grad)	aswz (cm2/m)
1	3.280	-68.2	34.2	81.4	557.8	18.4	0.0
1	2.733	-68.2	34.2	81.4	370.4	18.4	0.0
1	2.187	-68.2	21.0	81.4	368.6	18.4	0.0
1	1.640	-68.2	2.5	81.4	366.9	18.4	0.0
1	1.093	-68.2	-15.9	81.4	365.1	18.4	0.0
1	.547	-68.2	-34.4	81.4	374.5	18.4	0.0
1	.000	-68.2	-52.8	81.4	557.8	18.4	0.0

Mindestquerkraftbewehrung für Balken ist nicht berücksichtigt.

Position: W05_UG_01 zw. Achse 9 bis11

Durchlaufträger DLT10 02/2022/A (FRILO R-2023-1-x86)

Maßstab 1 : 75



Stahlbetonplatte über 2 Felder C25/30 E = 31000 N/mm2
DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12

System	Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	I(cm4)
1	4.75	konstant	100.0	25.0	130208.3
2	4.75	konstant	100.0	25.0	130208.3

Stützeneinspannung

Stütze	Fußpunkt	Höhe (m)	b (cm)	d (cm)	I (cm4)
1	eingespannt	4.75	100.0	25.0	130208.3

Stützeneinspannung an den Endauflagern

links : 0.0 %
rechts : 80.0 %

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L; 2=Einzellast bei a; 3=Einzelmoment bei a; 4=Trapezlast von a - a+b; 5=Dreieckslast über L; 6=Trapezlast über L

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	F			25.00	7.57	1.00			

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung		ψ0	ψ1	ψ2	γ
F	2	Fahrzeuglast	< 30kN	0.70	0.70	0.60	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{Fi} = 1.0 Tab. B3

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld				Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0	=	2.18	43.17	-34.02	-64.64	70.91	-83.80
2	x0	=	2.46	35.08	-62.88	-50.88	79.88	-74.83

Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	0.00	-34.02	0.00	70.91	70.91	50.84
2	-72.14	-72.14	-85.83	82.65	168.48	129.32
3	-50.88	0.00	-74.83	0.00	74.83	52.54

Stielendmomente								(kNm , kN)
StielA	MaxM	zugN	MinM	zugN	MaxN	zugM	MinN	zugM
1	34.0	70.9	22.3	50.8	70.9	34.0	50.8	22.3

Auflagerkräfte						(kN)
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	52.87	18.04	-2.03	68.88	70.91	50.84
2	129.32	39.16	0.00	168.48	168.48	129.32
3	55.31	19.52	-2.77	72.06	74.83	52.54
Summe:	237.50	76.72	-4.80	309.42	314.22	232.70

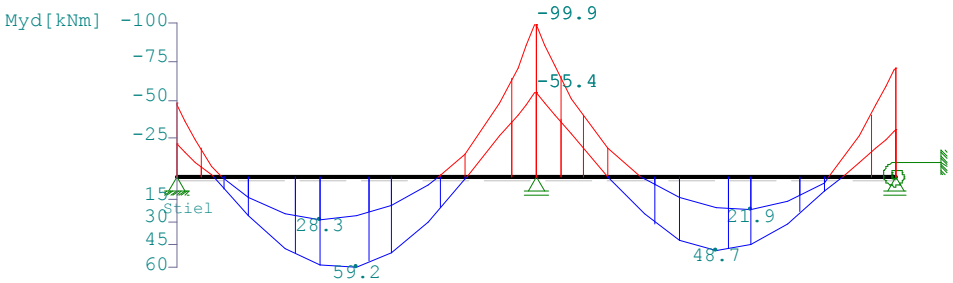
Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma G * K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

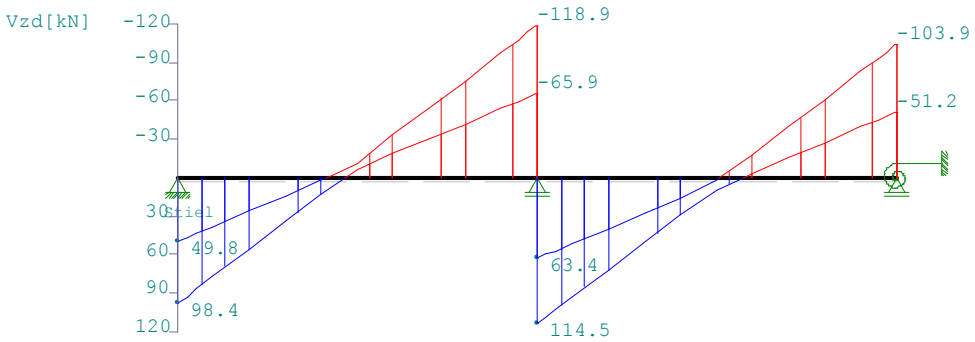
Feldmomente Maximum							(kNm , kN)
Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	2.19	60.04	-47.36	-88.65	98.43	-115.82
2	x0 =	2.45	48.86	-86.02	-70.91	110.31	-103.94

Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	-47.36	0.00	98.43	98.43	49.82
2	-99.91	-99.91	-118.86	114.46	233.33	129.32
3	-70.91	0.00	-103.94	0.00	103.94	51.15

Stielendmomente								(kNm , kN)
StielA	MaxM	zugN	MinM	zugN	MaxN	zugM	MinN	zugM
1	47.4	98.4	21.3	49.8	98.4	47.4	49.8	21.3

Maßstab 1 : 100





Bemessung DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.147
C25/30 B500B hochduktil

Betondeckung: cv = 3.5 cm >= erf cv
Bewehrungslage: do = 4.0 cm dB = 0 dS = 10
du = 4.0 cm dB = 0 dS = 10
Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.
Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.

Kriechbeiwert: ϕ = 2.90 εcs = 0.40 %o h0 = 22.50 cm

Alle Auflager gleich : Beton b = 25.0 cm

Abminderung der Stützmomente <= 30 %

Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) fctm = 2.56 N/mm2

Q.Nr.	min Mu (kNm)	erf As (cm2)	min Mo (kNm)	erf As (cm2)	
1	26.72	2.83	-26.72	2.83	100.0/25.0

Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	Myd (kNm)	min Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm2)	Aso (cm2)
1	2.19	60.0		21.0	0.13	6.6	0.0
2	2.45	48.9		21.0	0.11	5.3	0.0

Am ersten Auflager sind mindestens 3.3 cm2 zu verankern.
Am letzten Auflager sind mindestens 3.4 cm2 zu verankern.
Querkraft VK-Lager ist mit F = V,Ed * Cot(Theta) / 2 berücksichtigt.

Stützbewehrung DIN EN 1992:2015 5.5

Stütze Nr.	x (m)	Myd (kNm)	Bem. Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm2)	Aso (cm2)
1 re	0.12	-47.4	-35.4	21.0	0.08	0.0	3.8
2 li	0.12	-88.6	-74.5	21.0	0.16	0.0	8.4
2 re	0.12	-86.0	-72.6	21.0	0.15	0.0	8.2
3 li	0.12	-70.9	-58.3	21.0	0.12	0.0	6.4

Stützbewehrung:Nachweis EN 1992-1 5.6.3

Stütze Nr.	x (m)	Myd (kNm)	Myd' (kNm)	Myd,Bem (kNm)	kx	Asu (cm2)	Aso (cm2)
2	0.00	-99.9	-91.9	-78.2	0.17	5.3	8.9

Stütze Nr.	Myd,l,el (kNm)	Myd,r,el (kNm)	Myd,pl (kNm)	Vd,l,el (kN)	Vd,l,pl (kN)	Vd,r,el (kN)	Vd,r,pl (kN)
1	0.0	0.0	0.0	0	0	98	97
2	-99.9	-99.9	-91.9	-119	-117	114	113
3	-70.9	-70.9	0.0	-104	-101	0	0

Stützbewehrung:Nachweis der RotationsfähigkeitEN 1992-1 5.6.3

Stütze Nr.	x (m)	Myd (kNm)	Myd' (kNm)	Myd,Bem (kNm)	Θvorh. (rad*1000)	Θzul	kx
2	0.00	-99.91	-91.92	-78.17	12.14	16.15	0.17

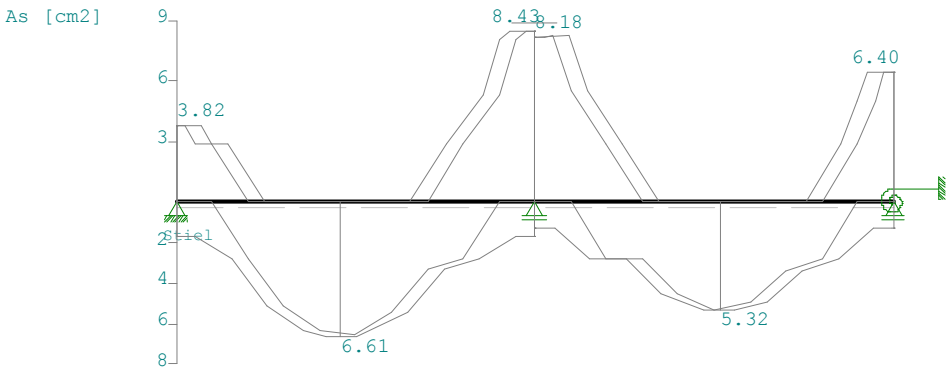
Querkraftbewehrung B500B

Stütze Nr.	Abst (m)	AsL (cm2)	kz	VEd (kN)	VRd,ca (kN)	VRd,cb (kN)	VRd,max (kN)	asw (cm2/m)
1 re	0.34	3.8	0.69	83.3	68.7	102.1	462.2	
2 li	0.34	8.4	0.69	-103.8	89.5	102.1	462.2	5.49
2 *	0.55	8.4	0.69	-94.3	89.5	102.1	462.2	2.74
2 re	0.34	8.2	0.69	99.4	88.6	102.1	462.2	
3 li	0.34	6.4	0.69	-88.8	81.7	102.1	462.2	

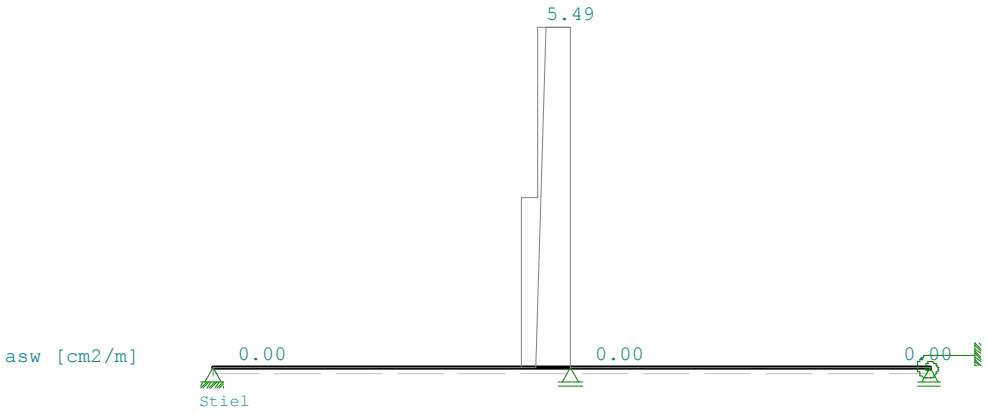
* -> Bemessung an Einschnittstelle
Beachten Sie die Verankerung der Biegebewehrung AsL,
die der Berechnung von VRd,ca zugrunde gelegt wurde.

Stütze Nr.	Abst (m)	AsL (cm2)	kz	VEd (kN)	Θ (Grad)	cot() (-)	Ved/VRd,max (-)
1 re	0.34	3.8	0.69	83.3	18.4	3.00	0.18
1 *	0.55	3.8	0.69	73.9	18.4	3.00	0.16
2 li	0.34	8.4	0.69	-103.8	18.4	3.00	0.22
2 *	0.55	8.4	0.69	-94.3	18.4	3.00	0.20
2 re	0.34	8.2	0.69	99.4	18.4	3.00	0.21
2 *	0.55	8.2	0.69	89.9	18.4	3.00	0.19
3 li	0.34	6.4	0.69	-88.8	18.4	3.00	0.19
3 *	0.55	6.4	0.69	-79.4	18.4	3.00	0.17

Maßstab 1 : 100



Maßstab 1 : 100

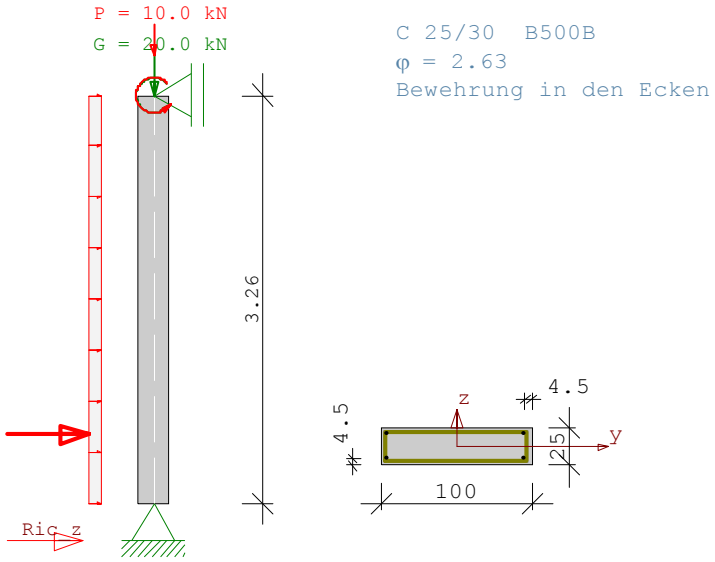


Position: Wand_EG_01 Regelbemessung

Stahlbetonstütze B5 01/2019/E (FRILO R-2023-1-x86)

PENDELSTÜTZE, Rechteck, 1-achsig beansprucht in z-Richtung (um y)

Berechnungsgrundlage: DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
E = 31000 N/mm2 ρ = 2500 kg/m3



1 Mcry = 26.72 kNm Mcrz = 106.87 kNm

Anforderungen Dauerhaftigkeit:

Betonangriff			WF		
Bewehrungskorrosion			XC1		
Mindestbetonklasse			C 16/20		
Bügel	$d_{s,b}$	=	10	mm	
Längsbewehrung	$d_{s,l}$	=	10	mm	
Vorhaltemaß	Δc_{dev}	=	10	mm	
Bügel	$c_{min,b}$	=	10	mm	*5
Betondeckung	$c_{nom,b}$	=	20	mm	*5
Längsbewehrung	$c_{min,l}$	=	10	mm	*5
Betondeckung	$c_{nom,l}$	=	30	mm	*1
Verlegemaß Bügel	$c_{v,b}$	=	20	mm	
zul. Rissbreite	w_{max}	=	0.40	mm	

*1: mit cmin,b
*5: Verbund maßgebend

Kriechzahl und Schwindmaß

Luftfeuchte	LU	=	50	%	Zement 32.5R;42.5
Belastungsalter	t_0	=	28	Tage	t= unendlich
Kriechzahl	$\phi(t_0,t)$	=	2.63		
Schwindmaß	$\varepsilon_{cs}(t)$	=	-0.47	‰	

KNOTEN - LASTEN :

LfNr	KNr	V (kN)	ey (cm)	ez (cm)	Py (kN)	Pz (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	EWG	Zus	Alt	
1	2	20.00	.	.	.	.	.	.			.	g
		10.00	.	.	.	.	.	.	A		.	p
2	2	.	.	.	.	.	14.00	.			.	g
		.	.	.	.	.	15.00	.	A		.	p
		20.38 (Eigengewicht)										

STAB - LASTEN :

LfNr	SNr	Typ	Ric	g1 (kN/m	g2 , kN)	Abst (m)	Lang (m)	EWG	Zus	Alt
3	.	Einzellast	z	100.00		.55		O	.	p
4	.	Gleichlast	z	.52	.52	.00	3.26	I	.	p

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
A	1	Wohnräume	0.70	0.50	0.30	1.50
I	4	Windlasten	0.60	0.20	0.00	1.50
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.

Weitere Berechnungsgrundlagen:

Genauigkeit Gkn = 8.48e-9
Anzahl der Unterelemente je Stababschnitt: 6
Arbeitslinie des Betons für die Verf.-Berechnung EN 1992-1-1 3.1.5
Berechnung der Betondruckkraft ohne Abzug der Bewehrung.
Bei n > -0.10 : eff EI nach EN2 7.4.2 (7.19)
Kriechen wird durch eine verzerrte Spannungsdehnungsline
berücksichtigt.
ϕeff = ϕ0 * M0/Med (M0 aus quasi-ständ. Kombination mit ei)
Die eff. Steifigkeit wurde mit Faktor 0.49 abgemindert.
Schadensfolgeklasse nach EN 1990 Tab B.1 CC2 -> KFi = 1.0 (Tab B.3)

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.147
lt. Erläuterung EN2 S. 150 muss das Kriterium As,min >= ,0003 Ac
nicht angewendet werden.

KNICKLÄNGEN, Schlankheiten, ungewollte - und Kriech - Ausmitten :

Lf-Komb	Stab Nr.	skz (m)	λz	+-eiz (cm)	ϕeff
10	1	3.26	45.1	.00	.00
λlim: EN 1992-1-1			128.0		

Knicksicherheitsnachweis ist nicht erforderlich: $\lambda < \lambda_{lim}$

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: ohne ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
2	3.260	-54.5	41.40		0.286	7.15	10.47
2	2.717	-54.5	34.85		0.222	5.55	10.47
6	2.173	-40.4	32.67		0.185	4.62	10.47
6	1.630	-40.4	38.25		0.225	5.63	10.47
6	1.087	-40.4	43.83		0.271	6.78	10.47
6	.550	-40.4	49.35		0.320	8.00	10.47
6	.543	-40.4	48.72		0.314	7.86	10.47
1	.000	-69.5	.00		0.150	3.75*	10.47

Mindestbewehrung für Bemessung als Wand ist berücksichtigt.
* Mindestlängsbewehrung nach 9.6.2 (1)

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Querkraft: ohne ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Ved,z (kN)	Vrd,c (kN)	Vrd,max (kN)	Θ (Grad)	aswz (cm2/m)
1	3.260	-69.5	-11.9	82.4	390.6	18.4	0.0
1	2.717	-69.5	-12.2	82.4	369.3	18.4	0.0
1	2.173	-69.5	-12.4	82.4	376.3	18.4	0.0
1	1.630	-69.5	-12.7	82.4	373.2	18.4	0.0
1	1.087	-69.5	-13.0	82.4	392.4	18.4	0.0
1	.550	-69.5	-13.2	82.4	523.3	18.4	0.0
1	.543	-69.5	-13.2	82.4	522.2	18.4	0.0
1	.000	-69.5	-13.5	82.4	571.8	18.4	0.0

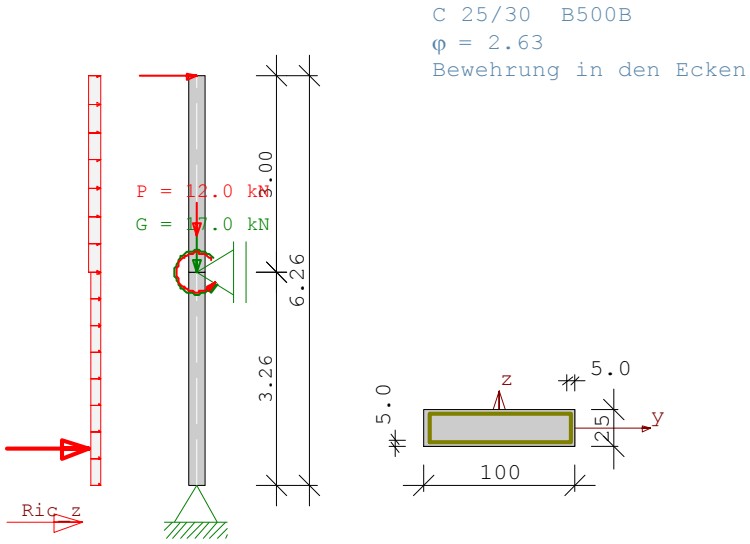
Mindestquerkraftbewehrung für Balken ist nicht berücksichtigt.

Position: W05_EG_01 zw. Achse 1' bis 3

Stahlbetonstütze B5 01/2019/E (FRILO R-2023-1-x86)

STÜTZE, Rechteck, 1-achsig beansprucht in z-Richtung (um y)

Berechnungsgrundlage: DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
E = 31000 N/mm2 ρ = 2500 kg/m3



MATERIAL: C 25/30 B500B ϕ = 2.63

SYSTEM:	Stab Nr.	h (m)	by (cm)	dz (cm)	b1 (cm)	d1 (cm)	vorh As (cm2)	erf As (cm2)
	2	3.00	100.0	25.0	5.0	5.0	10.47	1.56
unten	1	3.26	100.0	25.0	5.0	5.0	15.08	13.17

AUFLAGER : -1 = starr , 0 = frei , > 0 = elastisch (kN/m , kNm)

Art	Knoten	z-Richtung (kN/m)	um y-Achse (kNm)
	2	-1	0
Fuss	1	-1	0

1	Mcry =	26.72 kNm	Mcrz =	106.87 kNm
2	Mcry =	26.72 kNm	Mcrz =	106.87 kNm

KNOTEN - LASTEN :

LfNr	KNr	V (kN)	ey (cm)	ez (cm)	Py (kN)	Pz (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	EWG	Zus	Alt	
1	2	17.00	.	.	.	.	.	.			.	g
		12.00	.	.	.	.	.	.	C		.	p
2	2	.	.	.	.	.	24.00	.			.	g
		.	.	.	.	.	19.00	.	C		.	p
3	3	.	.	.	.	.89	.	.	C		.	p

STAB - LASTEN :

LfNr	SNr	Typ	Ric	g1 (kN/m	g2 , kN)	Abst (m)	Lang (m)	EWG	Zus	Alt
4	.	Einzellast	z	100.00		.55		O	.	p
5	1	Gleichlast	z	.52	.52			I	.	p
6	2	Gleichlast	z	.85	.85			I	.	p

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
C	1	Versammlungsräume	0.70	0.70	0.60	1.50
I	4	Windlasten	0.60	0.20	0.00	1.50
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.

Weitere Berechnungsgrundlagen:

Genauigkeit Gkn = 0.00e+0
Anzahl der Unterelemente je Stababschnitt: 6
Arbeitslinie des Betons für die Verf.-Berechnung EN 1992-1-1 3.1.5
Berechnung der Betondruckkraft ohne Abzug der Bewehrung.
Bei n > -0.10 : eff EI nach EN2 7.4.2 (7.19)
Kriechen wird durch eine verzerrte Spannungsdehnungsline
berücksichtigt.
ϕeff = ϕ0 * M0/Med (M0 aus quasi-ständ. Kombination mit ei)
Die eff. Steifigkeit wurde mit Faktor 0.14 abgemindert.
Schadensfolgeklasse nach EN 1990 Tab B.1 CC2 -> KFi = 1.0 (Tab B.3)

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.147
lt. Erläuterung EN2 S. 150 muss das Kriterium As,min >= ,0003 Ac
nicht angewendet werden.

KNICKLÄNGEN, Schlankheiten, ungewollte - und Kriech - Ausmitten :

Lf-Komb	Stab Nr.	skz (m)	λz	+-eiz (cm)	ϕeff
4	2	.01	.1	.00	.00
2	1	3.26	45.1	.00	.00

Knicksicherheitsnachweis ist nicht erforderlich: $\lambda < \lambda_{lim}$

GERECHNETE KOMBINATIONEN aus 6 Lasten Kombi_D

Lf-Komb	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	K8	K9	K10	K11	K12	K13	K14	K15
	g C	g C	g C	g I	g I	g C	g C	g C	g C	g O	g I	g I	g	g C	g C
1	x	.	x	.	.	.	.	x	.	x	.	.	.	x	x
2	x	x	.	.	.	.	.	x	x	.	.	.	.	.	x
3	.	.	x	x	x	x	x	.	.	x	x	x	.	.	.
4	.	.	.	.	.	.	.	x	x	x	x	x	.	.	.
5	x	x	.	.	x	x	.	x	x	.	x	.	.	.	.
6	.	.	.	x	x	x	x	.	.	.	x	x	.	.	.
	(a)	(a)	(a)	(a)	(a)	(a)	(a)	(a) (*)	(a) (*)	(a) (*)	(a) (*)	(a) (*)	(a)	(a)	(a)

a) ohne KSNW weil: $\lambda < \lambda_{lim}$
Teilsicherheitsbeiwerte: γC = 1.50 γS = 1.15 γG = 1.35 / 1.00
Außergewöhnliche (*): γC = 1.30 γS = 1.00

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: ohne ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
0	.000	.0	.00		0.000	0.00	10.47
0	.000	.0	.00		0.000	0.00	10.47
0	.000	.0	.00		0.000	0.00	10.47
6	4.760	.0	-2.86		0.021	0.51	10.47
4	4.260	.0	-4.42		0.032	0.80	10.47
4	3.760	.0	-6.32		0.046	1.15	10.47
4	3.260	.0	-8.54		0.062	1.56	10.47
2	3.260	-23.0	60.90		0.527	13.17	15.08
2	2.717	-23.0	51.10		0.417	10.43	15.08
2	2.173	-23.0	41.15		0.310	7.74	15.08
9	1.630	-17.0	46.15		0.308	7.70	15.08
9	1.087	-17.0	49.10		0.335	8.38	15.08
9	.550	-17.0	52.01		0.362	9.05	15.08
9	.543	-17.0	51.35		0.356	8.90	15.08
1	.000	-41.0	.00		0.150	3.75*	15.08

Mindestbewehrung für Bemessung als Wand ist berücksichtigt.
* Mindestlängsbewehrung nach 9.6.2 (1)

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Querkraft: ohne ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Ved,z (kN)	Vrd,c (kN)	Vrd,max (kN)	Θ (Grad)	aswz (cm2/m)
1	6.260	0.0	0.0				
1	5.760	0.0	0.0				
1	5.260	0.0	0.0				
1	4.760	0.0	0.0				
1	4.260	0.0	0.0				
1	3.760	0.0	0.0				
1	3.260	0.0	0.0				
1	3.260	-41.0	-17.9	88.4	440.9	18.4	0.0
1	2.717	-41.0	-18.2	88.4	404.8	18.4	0.0
1	2.173	-41.0	-18.4	88.4	366.1	18.4	0.0
1	1.630	-41.0	-18.7	88.4	373.0	18.4	0.0
1	1.087	-41.0	-18.9	88.4	378.0	18.4	0.0
1	.550	-41.0	-19.2	88.4	368.9	18.4	0.0
1	.543	-41.0	-19.2	88.4	368.5	18.4	0.0
1	.000	-41.0	-19.4	88.4	557.8	18.4	0.0

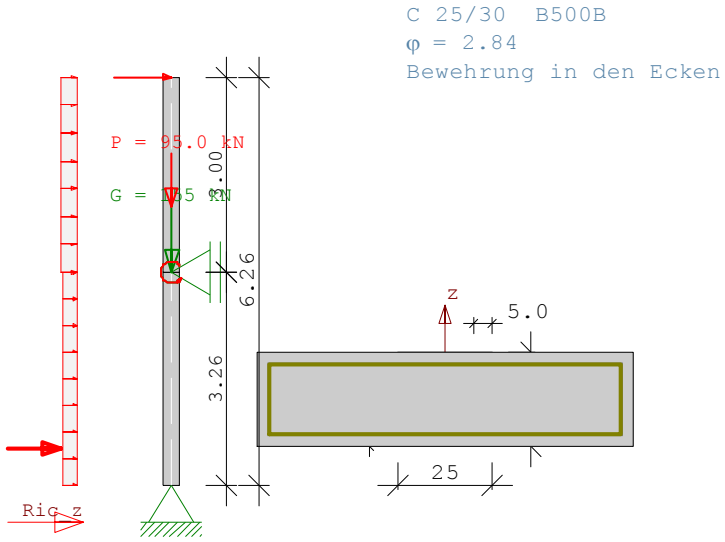
Mindestquerkraftbewehrung für Balken ist nicht berücksichtigt.

Position: W05_EG_02 zw. Achse 4 bis 11

Stahlbetonstütze B5 01/2019/E (FRILO R-2023-1-x86)

STÜTZE, Rechteck, 1-achsig beansprucht in z-Richtung (um y)

Berechnungsgrundlage: DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
E = 31000 N/mm2 ρ = 2500 kg/m3



MATERIAL: C 25/30 B500B ϕ = 2.84

SYSTEM:	Stab Nr.	h (m)	by (cm)	dz (cm)	b1 (cm)	d1 (cm)	vorh As (cm2)	erf As (cm2)
	2	3.00	100.0	25.0	5.0	5.0	.00	7.99
unten	1	3.26	25.0	25.0	5.0	5.0	.00	8.53

AUFLAGER : -1 = starr , 0 = frei , > 0 = elastisch (kN/m , kNm)

Art	Knoten	z-Richtung (kN/m)	um y-Achse (kNm)
	2	-1	0
Fuss	1	-1	0

1	Mcry =	6.68 kNm	Mcrz =	6.68 kNm
2	Mcry =	26.72 kNm	Mcrz =	106.87 kNm

KNOTEN - LASTEN :

LfNr	KNr	V (kN)	ey (cm)	ez (cm)	Py (kN)	Pz (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	EWG	Zus	Alt
1	2	155.00	.	.	.	.	.	.		.	g
		95.00	.	.	.	.	.	.	C	.	p
2	2	.	.	.	.	.	10.00	.		.	g
		.	.	.	.	.	10.00	.	C	.	p
3	3	.	.	.	.	4.20	.	.	C	.	p
		23.84 (Eigengewicht)									

STAB - LASTEN :

LfNr	SNr	Typ	Ric	g1 (kN/m	g2 , kN)	Abst (m)	Lang (m)	EWG	Zus	Alt
4	.	Einzellast	z	100.00		.55		O	.	p
5	1	Gleichlast	z	2.47	2.47			I	.	p
6	2	Gleichlast	z	4.04	4.04			I	.	p

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
C	1	Versammlungsräume	0.70	0.70	0.60	1.50
I	4	Windlasten	0.60	0.20	0.00	1.50
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.

Weitere Berechnungsgrundlagen:

Genauigkeit Gkn = 0.00e+0
Anzahl der Unterelemente je Stababschnitt: 6
Arbeitslinie des Betons für die Verf.-Berechnung EN 1992-1-1 3.1.5
Berechnung der Betondruckkraft ohne Abzug der Bewehrung.
Bei n > -0.10 : eff EI nach EN2 7.4.2 (7.19)
Kriechen wird durch eine verzerrte Spannungsdehnungsline
berücksichtigt.
ϕeff = ϕ0 * M0/Med (M0 aus quasi-ständ. Kombination mit ei)
Die eff. Steifigkeit wurde mit Faktor 0.14 abgemindert.
Schadensfolgeklasse nach EN 1990 Tab B.1 CC2 -> KFi = 1.0 (Tab B.3)

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.147
lt. Erläuterung EN2 S. 150 muss das Kriterium As,min >= ,0003 Ac
nicht angewendet werden.

KNICKLÄNGEN, Schlankheiten, ungewollte - und Kriech - Ausmitten :

Lf-Komb	Stab Nr.	skz (m)	λz	+-eiz (cm)	ϕeff
7	2	26.84	371.5	-6.71	.47
14	1	3.62	50.1	.91	.00

GERECHNETE KOMBINATIONEN aus 6 Lasten Kombi_D

Lf-Komb	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	K8	K9	K10	K11	K12	K13	K14	K15
	gC	gI	gC	gC	gC	gC	gI	gC	gI	gC	gC	g	gC	gI	gO
1	x	.	.	.	x	x	x	.	.	x	.	.	x	.	x
2	x	.	.	x	.	.	.	x	.	x	.	.	x	x	.
3	.	x	x	.	.	x	x	.	x	.	x	.	.	.	x
4	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	x	x	x
5	x	.	.	x	.	.	.	.	x	.	x	.	x	x	.
6	.	x	x	.	.	.	x	.	x	.	x	.	.	.	.
													(*)	(*)	(*)

Lf-Komb	K16	K17
	gI	gC
1	.	.
2	.	x
3	x	.
4	x	x

Lf-Komb	K16	K17
5	x	x
6	x	.
	(*)	(*)

Teilsicherheitsbeiwerte: γC = 1.50 γS = 1.15 γG = 1.35 / 1.00
Außergewöhnliche (*): γC = 1.30 γS = 1.00

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: ohne ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
1	6.260	-25.3	.00		0.150	3.75*	.
1	5.760	-25.3	.00		0.150	3.75*	.
1	5.260	-25.3	.00		0.150	3.75*	.
1	4.760	-25.3	.00		0.150	3.75*	.
1	4.260	-25.3	.00		0.150	3.75*	.
7	3.760	-18.7*	-29.96		0.212	5.31	.
7	3.260	-18.7*	-40.50		0.306	7.66	.
2	3.260	-178.8*	-30.50		0.637	3.98	.
2	2.717	-178.8*	-25.42		0.382	2.39	.
17	2.173	-178.8	29.67		0.481	3.01	.
14	1.630	-178.8	36.16		0.764	4.77	.
14	1.087	-178.8	42.58		1.046	6.53	.
14	.550	-178.8	48.79		1.319	8.24	.
14	.543	-178.8	48.17		1.292	8.07	.
1	.000	-383.9	.00		0.212	1.32*	.

* bei Nd -> γG = 1.0 ist massgebend.
Mindestbewehrung für Bemessung als Wand ist berücksichtigt.
* Mindestlängsbewehrung nach 9.6.2 (1)

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Querkraft: ohne ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Ved,z (kN)	Vrd,c (kN)	Vrd,max (kN)	Θ (Grad)	aswz (cm2/m)
1	6.260	-25.3	0.0				
1	5.760	-25.3	0.0				
1	5.260	-25.3	0.0				
1	4.760	-25.3	0.0				
1	4.260	-25.3	0.0				
1	3.760	-25.3	0.0				
1	3.260	-25.3	0.0				
1	3.260	-383.9	-5.1	31.9	116.7	18.4	0.0
1	2.717	-383.9	-6.3	31.9	114.4	18.4	0.0
1	2.173	-383.9	-7.5	31.9	111.1	18.4	0.0
1	1.630	-383.9	-8.7	31.9	106.3	18.4	0.0
1	1.087	-383.9	-9.9	31.9	139.5	18.4	0.0
14	.550	-178.8	-88.6	45.7	201.6	27.4	5.7
14	.543	-178.8	-88.6	45.7	201.7	27.4	5.7
14	.000	-178.8	-88.8	32.5	215.3	26.7	5.1

Mindestquerkraftbewehrung für Balken ist nicht berücksichtigt.

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: mit ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
1	6.260	-25.3	.00		0.150	3.75*	.
1	5.760	-25.3	-.29		0.150	3.75*	.
1	5.260	-25.3	-.58		0.150	3.75*	.
1	4.760	-25.3	-.87		0.150	3.75*	.
1	4.260	-25.3	-1.16		0.150	3.75*	.
7	3.760	-18.7	-31.02		0.221	5.53	.
7	3.260	-18.7	-41.76		0.320	7.99	.
2	3.260	-178.8	-31.55		0.690	4.31	.
2	2.717	-178.8	-27.24		0.473	2.96	.
17	2.173	-178.8	31.84		0.575	3.59	.
14	1.630	-178.8	38.30		0.857	5.36	.
14	1.087	-178.8	44.33		1.122	7.02	.
14	.550	-178.8	49.82		1.365	8.53	.
14	.543	-178.8	49.19		1.337	8.35	.
1	.000	-383.9	.00		0.212	1.32*	.

Mindestbewehrung für Bemessung als Wand ist berücksichtigt.
* Mindestlängsbewehrung nach 9.6.2 (1)

Berechnung nach Th. II.O. vom Benutzer abgewählt.

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Querkraft: mit ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Ved,z (kN)	Vrd,c (kN)	Vrd,max (kN)	Θ (Grad)	aswz (cm2/m)
1	6.260	-25.3	0.6	55.6	557.8	18.4	0.0
1	5.760	-25.3	-0.6	55.6	557.8	18.4	0.0
1	5.260	-25.3	-0.6	55.6	557.8	18.4	0.0
1	4.760	-25.3	-0.6	55.6	557.8	18.4	0.0
1	4.260	-25.3	-0.6	55.6	557.8	18.4	0.0
1	3.760	-25.3	-0.6	55.6	557.8	18.4	0.0
1	3.260	-25.3	-0.5	55.6	557.8	18.4	0.0
1	3.260	-383.9	-1.3	31.9	117.7	18.4	0.0
1	2.717	-383.9	-4.1	31.9	116.8	18.4	0.0
1	2.173	-383.9	-6.8	31.9	114.8	18.4	0.0
1	1.630	-383.9	-9.4	31.9	110.9	18.4	0.0
1	1.087	-383.9	-11.9	31.9	139.5	18.4	0.0
14	.550	-178.8	-90.2	45.7	202.0	27.5	5.8
14	.543	-178.8	-90.2	45.7	202.1	27.5	5.8
17	.000	-178.8	-90.5	32.5	216.2	26.9	5.2

Mindestquerkraftbewehrung für Balken ist nicht berücksichtigt.

Position: Erddruck auf Wand im UG aus Technikgebäude

Erddruckberechnung (x64) EDB+ 01/23D (FRILO R-2023-1/P04)

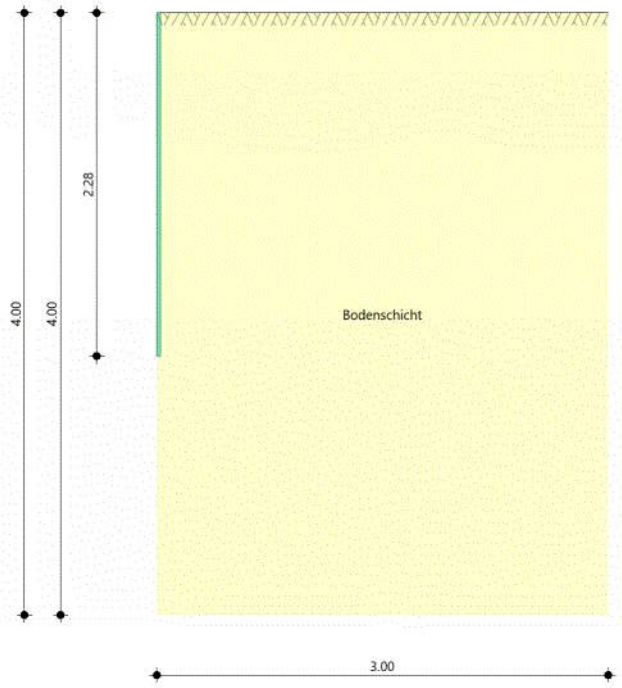
Einstellungen und Berechnungsparameter

Berechnung	:	Erhöhter aktiver Erddruck
Norm:	:	DIN 4085: 2017-08
Erddruckparameter	:	Kohäsion wird nicht in Rechnung gestellt
	:	Der Mindesterddruck wird angesetzt
	:	Verdichtung wird angesetzt

System

Systemgrafik

Maßstab 1 : 50



Die Gründung des Technikgebäude wird 30 cm unter 0.00 OK Gelände angesetzt.

Wandsystem

Wandhöhe	h	=	2,28 m	Wandtiefe	t	=	1,00 m
Wandausschnitt	zo	=	0,00 m		zu	=	2,28 m
Wandneigung	α	=	0,0 °	Wandreibungswinkel	δ	=	0 ϕ' °

Bodenprofil

Nr.	Benennung	d [m]	γ [kN/m³]	γ' [kN/m³]	ϕ' [°]	c' [kN/m²]
1	Bodenschicht	4,00	21,50	9,00	27,5	-

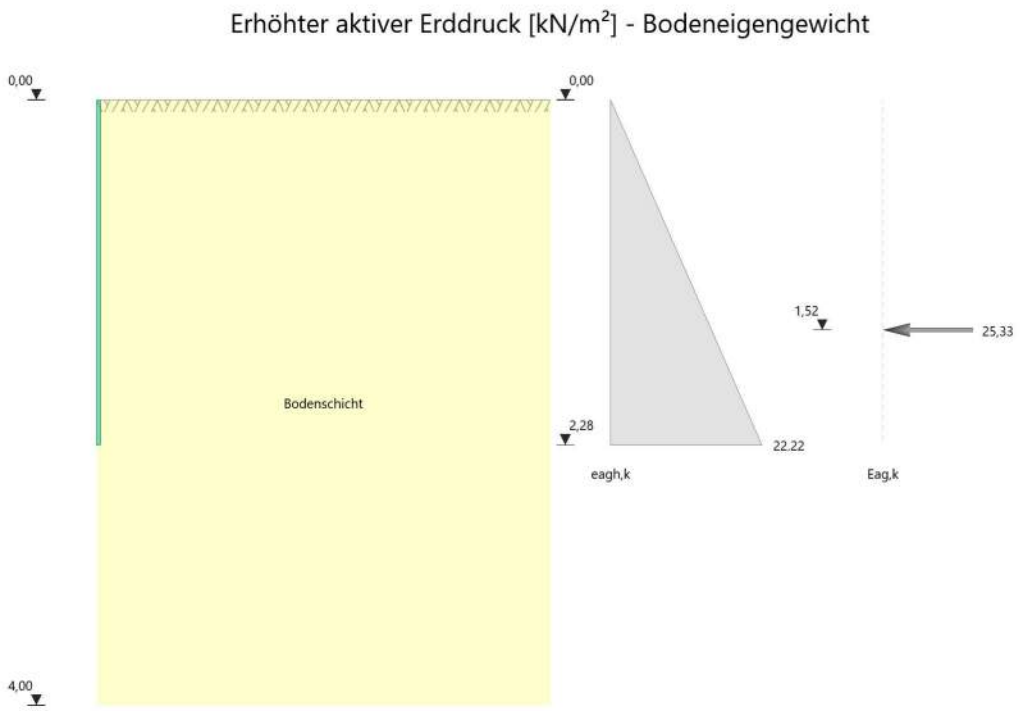
d : Mächtigkeit der Bodenschicht
γ : Rechenwert der Wichte
γ' : Rechenwert der Wichte unter Auftrieb
ϕ' : Innerer Reibungswinkel des drainierten Bodens
c' : Kohäsion des drainierten Bodens

Lastfälle

Lastfall Eigengewicht

Erddruckgrafik Bodeneigengewicht

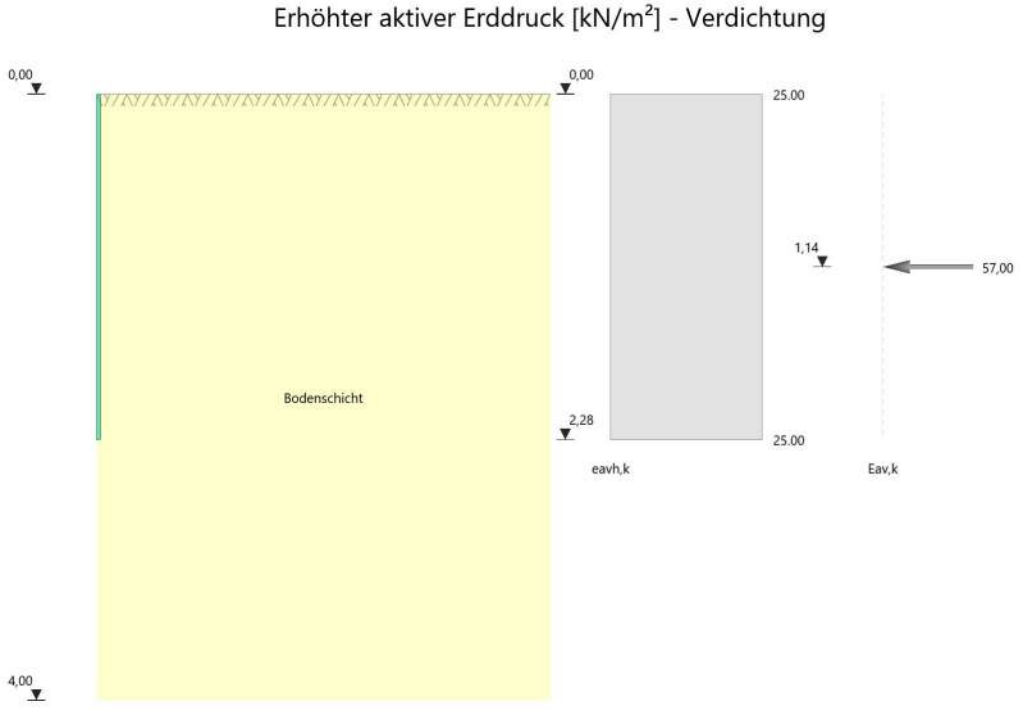
Maßstab 1 : 50



Lastfall Verdichtung

Erddruckgrafik Verdichtungserddruck

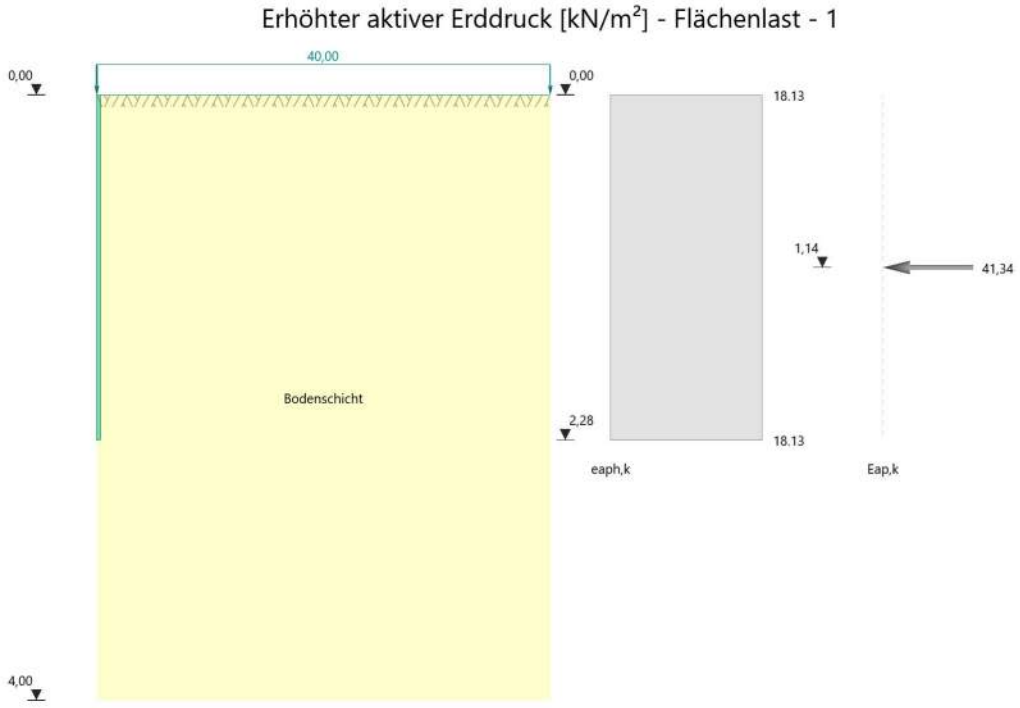
Maßstab 1 : 50



Lastfall Flächenlast

Erddruckgrafik Flächenlast

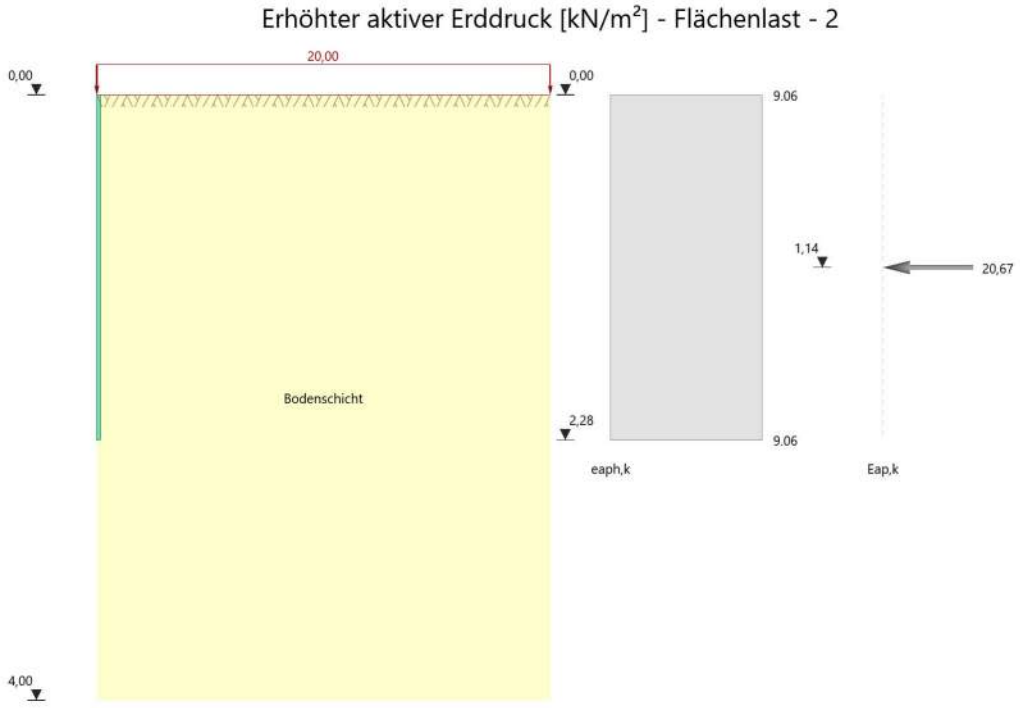
Maßstab 1 : 50



Lastfall Flächenlast

Erddruckgrafik Flächenlast

Maßstab 1 : 50

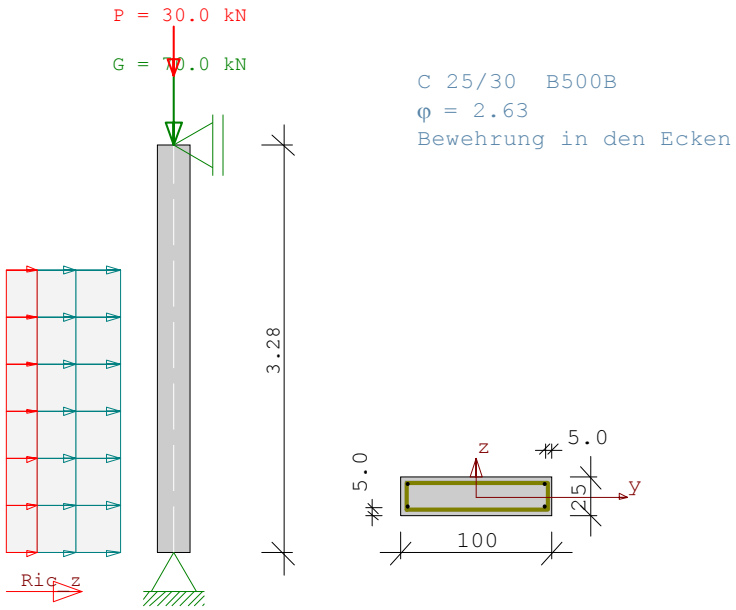


Position: W05_UG_02 Aus Gündung des Technikgebäudes zw. Achse 1' und 4'

Stahlbetonstütze B5 01/2019/E (FRILO R-2023-1-x86)

PENDELSTÜTZE, Rechteck, 1-achsig beansprucht in z-Richtung (um y)

Berechnungsgrundlage: DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
E = 31000 N/mm2 ρ = 2500 kg/m3



1 Mcry = 26.72 kNm Mcrz = 106.87 kNm

Anforderungen Dauerhaftigkeit:

Betonangriff			WF		
Bewehrungskorrosion			XC3		
Mindestbetonklasse			C 20/25		
Bügel	$d_{s,b}$	=	10	mm	
Längsbewehrung	$d_{s,l}$	=	10	mm	
Vorhaltemaß	Δc_{dev}	=	15	mm	
Bügel	$c_{min,b}$	=	20	mm	
Betondeckung	$c_{nom,b}$	=	35	mm	
Längsbewehrung	$c_{min,l}$	=	20	mm	
Betondeckung	$c_{nom,l}$	=	45	mm	*1
Verlegemaß Bügel	$c_{v,b}$	=	35	mm	
zul. Rissbreite	w_{max}	=	0.30	mm	

*1: mit cmin,b

Kriechzahl und Schwindmaß

Luftfeuchte	LU	=	50	%	Zement 32.5R;42.5
Belastungsalter	t_0	=	28	Tage	t= unendlich
Kriechzahl	$\phi(t_0,t)$	=	2.63		
Schwindmaß	$\varepsilon_{cs}(t)$	=	-0.47	‰	

KNOTEN - LASTEN :

LfNr	KNr	V (kN)	ey (cm)	ez (cm)	Py (kN)	Pz (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	EWG	Zus	Alt
1	2	70.00	.	.	.	.	.	.		.	g
		30.00	.	.	.	.	.	.	A	.	p
		20.50	(Eigengewicht)								

STAB - LASTEN :

LfNr	SNr	Typ	Ric	g1 (kN/m	g2 , kN)	Abst (m)	Lang (m)	EWG	Zus	Alt
2	.	Trapezlast	z	25.00	25.00	.00	2.28		.	g
3	.	Trapezlast	z	20.00	20.00	.00	2.28		.	g
				10.00	10.00			E	.	p

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
A	1	Wohnräume	0.70	0.50	0.30	1.50
E	1	Lagerräume	1.00	0.90	0.80	1.50

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.

Weitere Berechnungsgrundlagen:

Genauigkeit Gkn = 8.72e-8
Anzahl der Unterelemente je Stababschnitt: 6
Arbeitslinie des Betons für die Verf.-Berechnung EN 1992-1-1 3.1.5
Berechnung der Betondruckkraft ohne Abzug der Bewehrung.
Bei n > -0.10 : eff EI nach EN2 7.4.2 (7.19)
Kriechen wird durch eine verzerrte Spannungsdehnungsline
berücksichtigt.
ϕeff = ϕ0 * M0/Med (M0 aus quasi-ständ. Kombination mit ei)
Die eff. Steifigkeit wurde mit Faktor 0.14 abgemindert.
Schadensfolgeklasse nach EN 1990 Tab B.1 CC2 -> KFi = 1.0 (Tab B.3)

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.147
lt. Erläuterung EN2 S. 150 muss das Kriterium As,min >= ,0003 Ac
nicht angewendet werden.

KNICKLÄNGEN, Schlankheiten, ungewollte - und Kriech - Ausmitten :

Lf-Komb	Stab Nr.	skz (m)	λz	+-eiz (cm)	ϕeff
4	1	3.28	45.4	.00	.00
λlim: EN 1992-1-1			76.8		

Knicksicherheitsnachweis ist nicht erforderlich: $\lambda < \lambda_{lim}$

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: ohne ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
1	3.280	-167.2	.00		0.150	3.75*	30.79
1	2.733	-167.2	26.33		0.150	3.75*	30.79
4	2.187	-122.2	65.28		0.485	12.13	30.79
4	1.640	-122.2	82.93		0.690	17.24	30.79
4	1.093	-122.2	77.91		0.631	15.77	30.79
4	.547	-122.2	50.30		0.318	7.95	30.79
1	.000	-167.2	.00		0.150	3.75*	30.79

Mindestbewehrung für Bemessung als Wand ist berücksichtigt.
* Mindestlängsbewehrung nach 9.6.2 (1)

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Querkraft: ohne ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Ved,z (kN)	Vrd,c (kN)	Vrd,max (kN)	Θ (Grad)	aswz (cm2/m)
1	3.280	-167.2	48.1	115.0	557.8	18.4	0.0
1	2.733	-167.2	48.1	115.0	446.0	18.4	0.0
1	2.187	-167.2	42.5	115.0	420.0	18.4	0.0
1	1.640	-167.2	9.3	115.0	479.8	18.4	0.0
1	1.093	-167.2	-24.0	115.0	463.3	18.4	0.0
1	.547	-167.2	-57.1	115.0	363.9	18.4	0.0
1	.000	-167.2	-90.4	115.0	557.8	18.4	0.0

Mindestquerkraftbewehrung für Balken ist nicht berücksichtigt.

Kapitel: 6.3 Innenwände

Kapitel	Inhalt	Seite von - bis	erstellt am	Bearbeiter
6.3.1	Allgemeines	2 - 2	06.10.2023	KM
6.3.2	Geometrie, System und Material	3 - 3	06.10.2023	KM
6.3.3	Einwirkungen	4 - 4	06.10.2023	KM
6.3.4	Schnittgrößen und Bemessung	5 - 10	06.10.2023	KM

6.3.1 Allgemeines

Die Bemessung erfolgt zunächst für die Wandposition mit der maximalen Belastung.

Ansonsten erfolgt die Ausführung für die entsprechenden Wandpositionen gleich.

6.3.2 Geometrie, System und Material

Geometrie

Geschosshöhen: h = 3,26 m im EG
h = 3,38 m im UG

Deckendicke i.d.R.: h = 0,20 m

System

Tragende Wände werden auf der sicheren Seite liegend als zweiseitig gehaltene Wände (Pendelstützstreifen) betrachtet.

Material

Stahlbeton C25/30, Bst500B
h = 25 cm

Ansichten siehe Kap. 6.1, Seite 6

6.3.3 Einwirkungen

Im Folgenden wird lediglich eine Zusammenstellung der Lasten vorgenommen. Für Details siehe Kap. 2 „Lastannahmen“ bzw. Kap. 4.

<u>Ständige Einwirkungen</u>

- Wandeigengewichte im OG und EG:

  g_1 = 6,25 kN/m² und Aufbau g_2 = 0,60 kN/m²

  Stahlbeton h = 25 cm mit beidseitig Innenputz

  $g_{1,2}$ = 6,85 kN/m² x ~ 3,1 m = 21,24 kN/m

- ständige Lasten aus der Dachdecke:

  g_k = 12 bis 244 kN/m (s. Kap. 5.1 Seite 68)

- ständige Lasten aus Decke über UG mit Auflast aus EG

  g_k = 7 bis 679 kN/m (s. Kap. 5.2 Seite 69)

<u>Veränderliche Einwirkungen</u>

- veränderliche Lasten aus der Dachdecke

  q_k = 9 bis 199 kN/m (s. Kap. 5.1 Seite 69)

- veränderliche Lasten aus Decke über UG mit Auflast aus EG

  g_k = 3 bis 421 kN/m (s. Kap. 5.2 Seite 70)

6.3.4 Schnittgrößen und Bemessung

Die Bemessung erfolgt mit den im vorangegangenen Kapitel angegebenen Belastungen unter Verwendung des Bemessungsprogramms B5 von Frilo©.

Regelbemessung:

Es wird getrennt für das OG bzw. EG jeweils für die max. Wandlasten ein 1m-Streifen bemessen.

Bemessung siehe folgende Seiten 6 bis 10:

Gewählt:

- EG vertikal Ø 10/15 i.+ a.
- UG vertikal Ø 10/15 i.+ a.

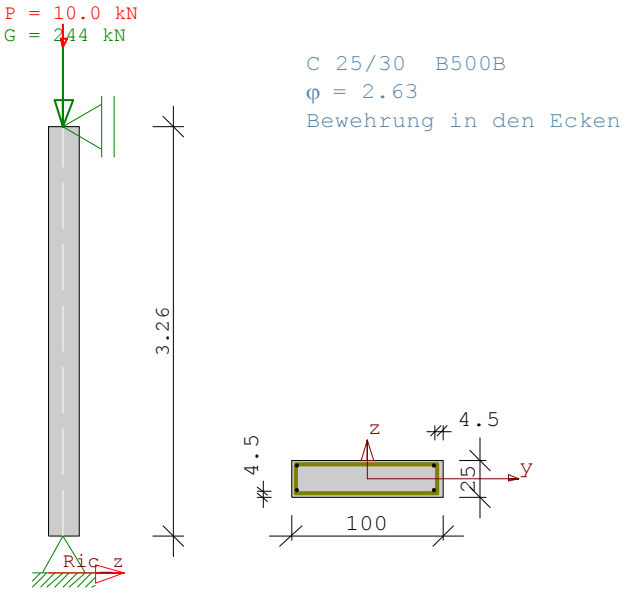
siehe Berechnung auf den nächsten Seiten

Position: Innenwand_EG_01 Regelbemessung

Stahlbetonstütze B5 01/2019/E (FRILO R-2023-1-x86)

PENDELSTÜTZE, Rechteck, 1-achsig beansprucht in z-Richtung (um y)

Berechnungsgrundlage: DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
E = 31000 N/mm2 ρ = 2500 kg/m3



1 Mcry = 26.72 kNm Mcrz = 106.87 kNm

Anforderungen Dauerhaftigkeit:

Betonangriff			WF		
Bewehrungskorrosion			XC1		
Mindestbetonklasse			C 16/20		
Bügel	$d_{s,b}$	=	10	mm	
Längsbewehrung	$d_{s,l}$	=	10	mm	
Vorhaltemaß	Δc_{dev}	=	10	mm	
Bügel	$c_{min,b}$	=	10	mm	*5
Betondeckung	$c_{nom,b}$	=	20	mm	*5
Längsbewehrung	$c_{min,l}$	=	10	mm	*5
Betondeckung	$c_{nom,l}$	=	30	mm	*1
Verlegemaß Bügel	$c_{v,b}$	=	20	mm	
zul. Rissbreite	w_{max}	=	0.40	mm	

*1: mit cmin,b
*5: Verbund maßgebend

Kriechzahl und Schwindmaß

Luftfeuchte	LU	=	50	%	Zement 32.5R;42.5
Belastungsalter	t_0	=	28	Tage	t= unendlich
Kriechzahl	$\phi(t_0,t)$	=	2.63		
Schwindmaß	$\varepsilon_{cs}(t)$	=	-0.47	‰	

KNOTEN - LASTEN :

LfNr	KNr	V (kN)	ey (cm)	ez (cm)	Py (kN)	Pz (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	EWG	Zus	Alt	
1	2	244.00	.	.	.	.	.	.		.		g
		10.00	.	.	.	.	.	.	A	.		p
		20.38	(Eigengewicht)									

Einwirkungen:						
Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
A	1	Wohnräume	0.70	0.50	0.30	1.50

Weitere Berechnungsgrundlagen:

Genauigkeit Gkn = 0.00e+0
Anzahl der Unterelemente je Stababschnitt: 6
Arbeitslinie des Betons für die Verf.-Berechnung EN 1992-1-1 3.1.5
Berechnung der Betondruckkraft ohne Abzug der Bewehrung.
Bei n > -0.10 : eff EI nach EN2 7.4.2 (7.19)
Kriechen wird durch eine verzerrte Spannungsdehnungsline
berücksichtigt.
ϕeff = ϕ0 * M0/Med (M0 aus quasi-ständ. Kombination mit ei)
Die eff. Steifigkeit wurde mit Faktor 0.14 abgemindert.
Schadensfolgeklasse nach EN 1990 Tab B.1 CC2 -> KFi = 1.0 (Tab B.3)

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.147
lt. Erläuterung EN2 S. 150 muss das Kriterium As,min >= ,0003 Ac
nicht angewendet werden.

KNICKLÄNGEN, Schlankheiten, ungewollte - und Kriech - Ausmitten :

Lf-Komb	Stab Nr.	skz (m)	λz	+-eiz (cm)	ϕeff
2	1	3.26	45.1	.00	.00
λlim: EN 1992-1-1			49.4		

Knicksicherheitsnachweis ist nicht erforderlich: $\lambda < \lambda_{lim}$

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: ohne ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
1	3.260	-371.9	.00		0.150	3.75*	10.47
1	2.717	-371.9	.00		0.150	3.75*	10.47
1	2.173	-371.9	.00		0.150	3.75*	10.47
1	1.630	-371.9	.00		0.150	3.75*	10.47
1	1.087	-371.9	.00		0.150	3.75*	10.47
1	.543	-371.9	.00		0.150	3.75*	10.47
1	.000	-371.9	.00		0.150	3.75*	10.47

Mindestbewehrung für Bemessung als Wand ist berücksichtigt.
* Mindestlängsbewehrung nach 9.6.2 (1)

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Querkraft: ohne ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Ved,z (kN)	Vrd,c (kN)	Vrd,max (kN)	Θ (Grad)	aswz (cm2/m)
1	3.260	-371.9	0.0				
1	2.717	-371.9	0.0				
1	2.173	-371.9	0.0				
1	1.630	-371.9	0.0				
1	1.087	-371.9	0.0				
1	.543	-371.9	0.0				
1	.000	-371.9	0.0				

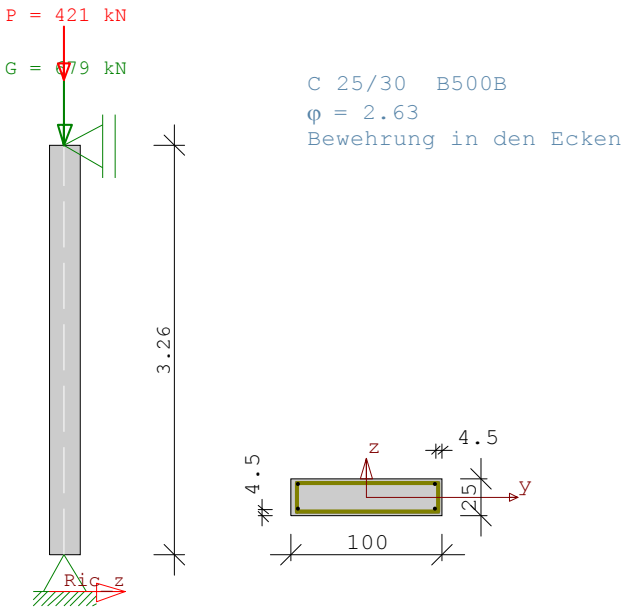
Mindestquerkraftbewehrung für Balken ist nicht berücksichtigt.

Position: Innenwand_UG_01 Regelbemessung

Stahlbetonstütze B5 01/2019/E (FRILO R-2023-1-x86)

PENDELSTÜTZE, Rechteck, 1-achsig beansprucht in z-Richtung (um y)

Berechnungsgrundlage: DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
E = 31000 N/mm2 ρ = 2500 kg/m3



1 Mcry = 26.72 kNm Mcrz = 106.87 kNm

Anforderungen Dauerhaftigkeit:

Betonangriff			WF		
Bewehrungskorrosion			XC1		
Mindestbetonklasse			C 16/20		
Bügel	$d_{s,b}$	=	10	mm	
Längsbewehrung	$d_{s,l}$	=	10	mm	
Vorhaltemaß	Δc_{dev}	=	10	mm	
Bügel	$c_{min,b}$	=	10	mm	*5
Betondeckung	$c_{nom,b}$	=	20	mm	*5
Längsbewehrung	$c_{min,l}$	=	10	mm	*5
Betondeckung	$c_{nom,l}$	=	30	mm	*1
Verlegemaß Bügel	$c_{v,b}$	=	20	mm	
zul. Rissbreite	w_{max}	=	0.40	mm	

*1: mit cmin,b
*5: Verbund maßgebend

Kriechzahl und Schwindmaß

Luftfeuchte	LU	=	50	%	Zement 32.5R;42.5
Belastungsalter	t_0	=	28	Tage	t= unendlich
Kriechzahl	$\phi(t_0,t)$	=	2.63		
Schwindmaß	$\varepsilon_{cs}(t)$	=	-0.47	‰	

KNOTEN - LASTEN :

LfNr	KNr	V (kN)	ey (cm)	ez (cm)	Py (kN)	Pz (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	EWG	Zus	Alt	
1	2	679.00	.	.	.	.	.	.		.		g
		421.00	.	.	.	.	.	.	A	.		p
		20.38	(Eigengewicht)									

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
A	1	Wohnräume	0.70	0.50	0.30	1.50

Weitere Berechnungsgrundlagen:

Genauigkeit Gkn = 2.20e-6
Anzahl der Unterelemente je Stababschnitt: 6
Arbeitslinie des Betons für die Verf.-Berechnung EN 1992-1-1 3.1.5
Berechnung der Betondruckkraft ohne Abzug der Bewehrung.
Bei n > -0.10 : eff EI nach EN2 7.4.2 (7.19)
Kriechen wird durch eine verzerrte Spannungsdehnungsline
berücksichtigt.
ϕeff = ϕ0 * M0/Med (M0 aus quasi-ständ. Kombination mit ei)
Die eff. Steifigkeit wurde mit Faktor 0.59 abgemindert.
Schadensfolgeklasse nach EN 1990 Tab B.1 CC2 -> KFi = 1.0 (Tab B.3)

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.147
lt. Erläuterung EN2 S. 150 muss das Kriterium As,min >= ,0003 Ac
nicht angewendet werden.

GERECHNETE KOMBINATIONEN aus 1 Lasten

Lf-Komb	K1	K2
	g A	g
1	x	.

Teilsicherheitsbeiwerte: γC = 1.50 γS = 1.15 γG = 1.35 / 1.00

Nachweis nach DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
γC = 1.50 γS = 1.15 ϕeff = 1.39

Bemessungswerte LfKom = 1 in : z-Richtung

Mindestbewehrung für Bemessung als Wand ist berücksichtigt.

System	unverschieblich		
Knicklänge	sk =	3.26	m
Schlankheit	λ =	45.1	
Normalkraft	N =	-1575.66	kN
bezogene Normalkraft	n =	-.44	
Schnittmoment	h = 1.63 m , M =	0.00	kNm
Planmässige Ausmitte	e = M / N =	0.00	cm
Bezogene Ausmitte	e / d =	0.0000	
Ungewollte Ausmitte	ei =	0.81	cm
Verschiebung Th.2.Ord.	e2 =	0.14	cm
Bemessungsmoment	M bem =	15.09	kNm
B e w e h r u n g	tot ω =	.1285	
	ρ =	.42	%
	erf As =	10.47	cm2

Der Kriecheinfluß wird nach EN 1992-1-1 5.8.4 berücksichtigt.
Mindestbewehrung für Bemessung als Wand ist berücksichtigt.

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Querkraft: mit ea, Th.2.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Ved,z (kN)	Vrd,c (kN)	Vrd,max (kN)	Θ (Grad)	aswz (cm2/m)
1	3.260	-1575.7	0.0				
1	2.717	-1575.7	0.0				
1	2.173	-1575.7	0.0				
1	1.630	-1575.7	0.0				
1	1.087	-1575.7	0.0				

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Querkraft: mit ea, Th.2.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Ved,z (kN)	Vrd,c (kN)	Vrd,max (kN)	Θ (Grad)	aswz (cm2/m)
1	.543	-1575.7	0.0				
1	.000	-1575.7	0.0				

Mindestquerkraftbewehrung für Balken ist nicht berücksichtigt.

Kapitel: 6.4 Wandartige Träger

Kapitel	Inhalt	Seite von - bis	erstellt am	Bearbeiter
6.4.1	Allgemeines	2 - 2	06.10.2023	KM
6.4.2	Geometrie, System und Material	3 - 4	06.10.2023	KM
6.4.3	Schnittgrößen und Bemessung	5 - 7	06.10.2023	KM

6.4.1 Allgemeines

6.4.2 Geometrie, System und Material

Geometrie

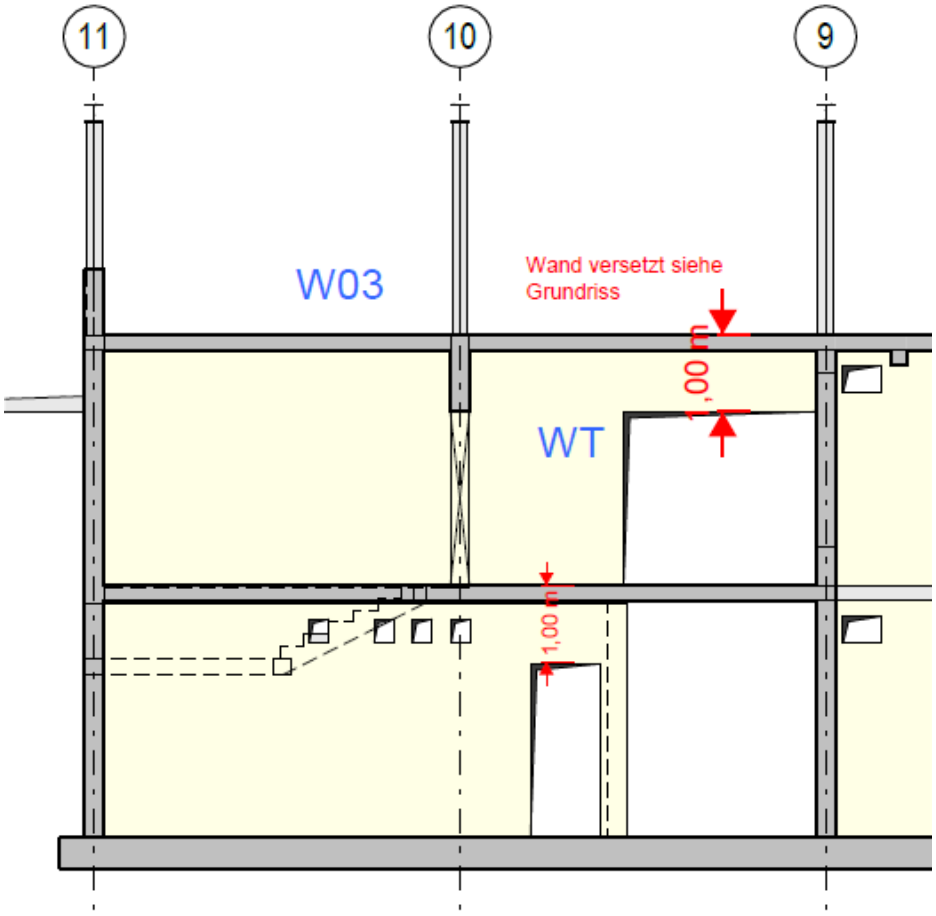
Geschosshöhen: h = 3,26 m im EG

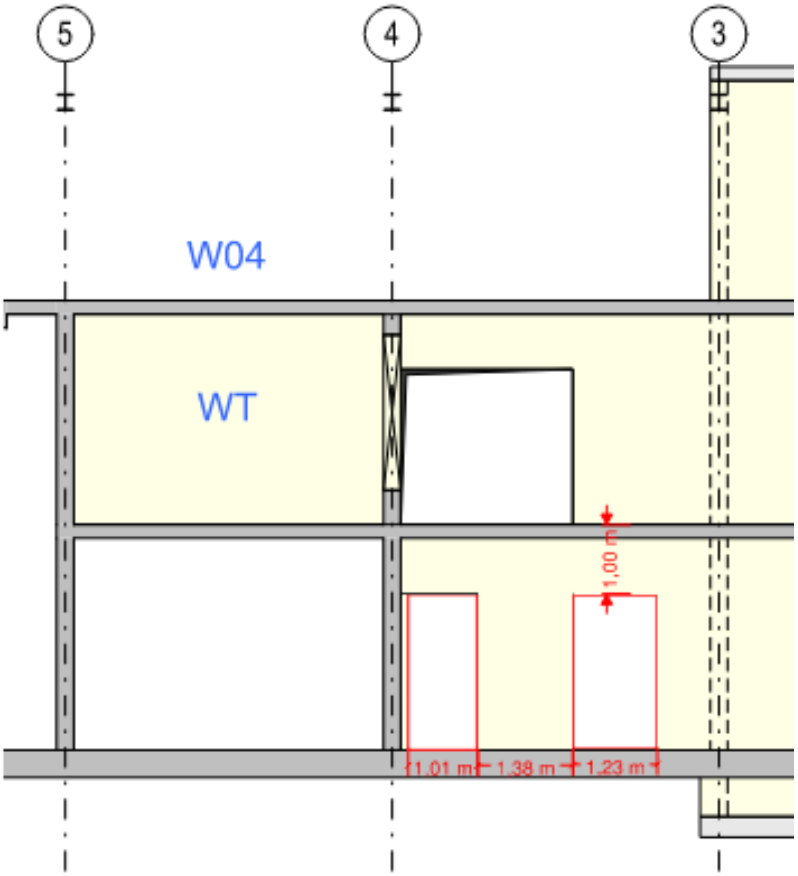
System

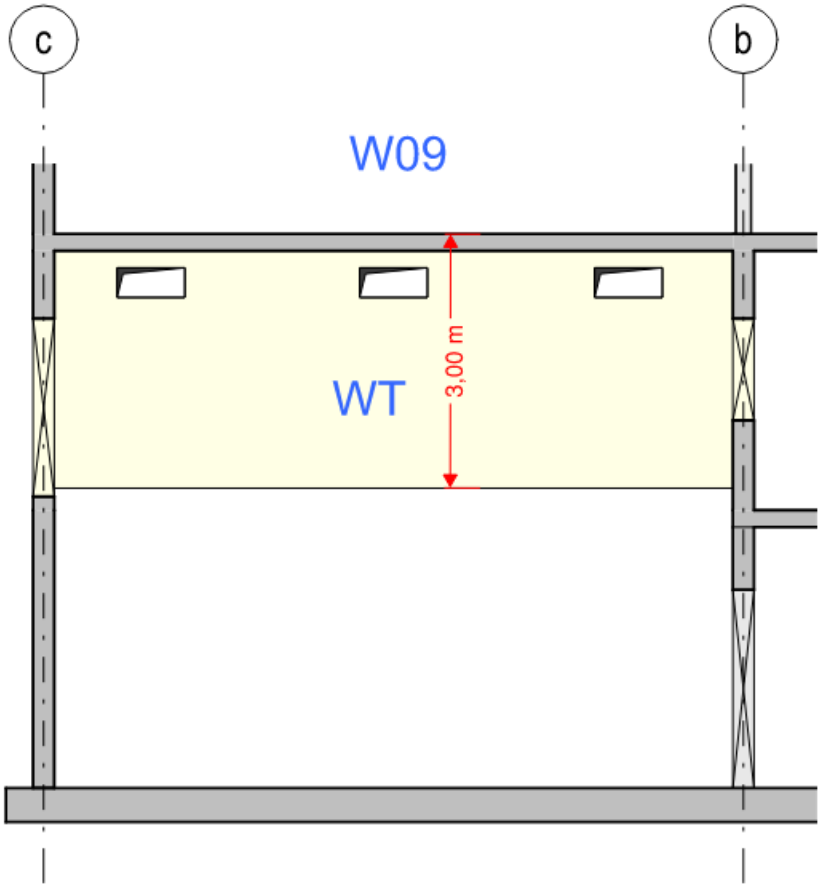
Tragende Wände werden auf der sicheren Seite liegend als zweiseitig gehaltene Wände (Pendelstützstreifen) betrachtet.

Material

Stahlbeton	C25/30, Bst500B	Wandartige Träger
	h = 25 cm	




5
4
3
W04
WT
1,00 m
1,01 m
1,38 m
1,23 m


c
b
W09
WT
3,00 m

6.4.3 Schnittgrößen und Bemessung

Die Schnittgrößen werden dem Kap. 5.2 / Seite 86 bis 89 entnommen.

Die erf. und gewählte Bewehrung gemäß Kap. 5.2 / Seite 142 bis 144 sind mindestens zu berücksichtigen.

Grundbew. gewählt:

Ø10/10 1.Lage horizontal i. + a.

Ø10/15 2.Lage vertikal i. +a

W03 als 1-Feldträger (Achse b‘ / 9-10)

Wird als Unterzug bemessen bzw. in der FEM-Berechnung der Decken. Bei der Decke über UG wurden die Lasten aus der Decke über EG durch Lastübergabe berücksichtigt:

Bewehrungswahl siehe Kap. 5.2 Seite 142 ff.

Die untere Bew. wird in die Decke und Sturz angeordnet.

W04 als 1-Feldträger (Achse b‘ / 4-5)

l_F = 4,75 m / h = 4,06-0,6 = 3,46 m

h/l_F = 3,46/4,75 = 0,73 m

z_F = 0,30 · h (3 - h/l) = 0,30 · 3,46 (3 – 0,73) = 2,36 m

$M_{yd,F}$ = 323 kNm siehe Kap. 5.2 Seite 95

Z_F = 323/2,36 = 137 kN ⇒ erf. A_s = 137 / 43,5 = 3,2 cm²

gew.: 4 Ø 16 ⇒ vorh. As = 8,04 cm²

Wandauflagernachweis des WT:

Auflagerlasten aus der Querkraft Ved im Kap. 5.2 Seite 97/98

V_{Ed} = 194 kN

N_{RD} = A * fd

fd = 0,85 * fk / 1,5 = 0,85 * 25 / 1,5 = 14,2 MN/m²

A = 0,25 m * 0,25 m = 0,0625 m²

N_{RD} = A * fd * 0,80 = 0,0625 * 14,2 * 0,80 = 710 kN > V_{Ed} = 194 kN

W09 als 1-Feldträger (Achse 7 / b-c)

l_F = 8,25 m und h = 4,06-1,06 = 3,00 m

h/l_F = 3,00/8,25 = 0,36 m

z_F = 0,30 · h (3 - h/l) = 0,30 · 3,00 (3 – 0,36) = 2,38 m

$M_{yd,F}$ = 1330 kNm siehe Kap. 5.2 Seite 95

Z_F = 1330/2,38 = 559 kN ⇒ erf. A_s = 559 / 43,5 = 12,8 cm²

gew.: 8 Ø 16 ⇒ vorh. As = 16,1 cm²

Wandauflagernachweis des WT:

Auflagerlasten aus der Querkraft Ved im Kap. 5.2 Seite 97/98

V_{Ed} = 808 kN

N_{RD} = A * fd

fd = 0,85 * fk / 1,5 = 0,85 * 25 / 1,5 = 14,2 MN/m²

A = 0,25 m * 0,25 m = 0,0625 m²

N_{RD} = A * fd * 0,80 = 0,0625 * 14,2 * 0,80 = 710 kN ~ V_{Ed} = 808 kN

Bei Ansatz von 4 Ø 16 als vertikale Bewehrung.

o.w.N

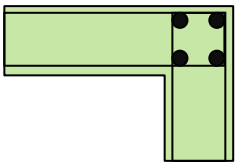
Kapitel: 6.5 Hinweise zur Ausführungsplanung

Kapitel	Inhalt	Seite			Datum:	Bearbeiter
6.5.1	Allgemeines	1	-	2	06.10.2023	KM
6.5.2	Wandansichten	3	-	4	06.10.2023	KM

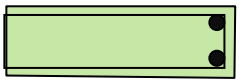
6.5.1 Allgemein

Wenn nicht anders angegeben gelten in allen Wänden die folgenden Allgemeinen Bewehrungsregeln:

- In den Wandecken bzw. -enden der WT werden planmäßig min. 4 ∅ 14 vorgesehen.
- Steckbügel ∅ xx/xx cm entsprechend der horizontalen Grundbewehrung vorgesehen

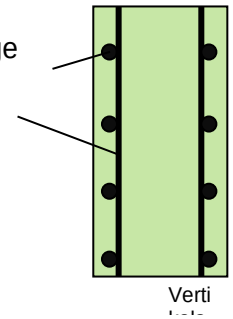


- An den Türleibungen werden planmäßig min. 2 ∅ 14 vorgesehen
- Steckbügel ∅ xx/xx cm entsprechend der horizontalen Grundbewehrung vorgesehen



- Im Bereich von Wandöffnungen (Fenster-/Türöffnungen) sind planmäßig in den einspringenden Ecken jeweils 2 x 1∅12 Schrägeisen vorzusehen.
- Türsturz min. 3 ∅ 14

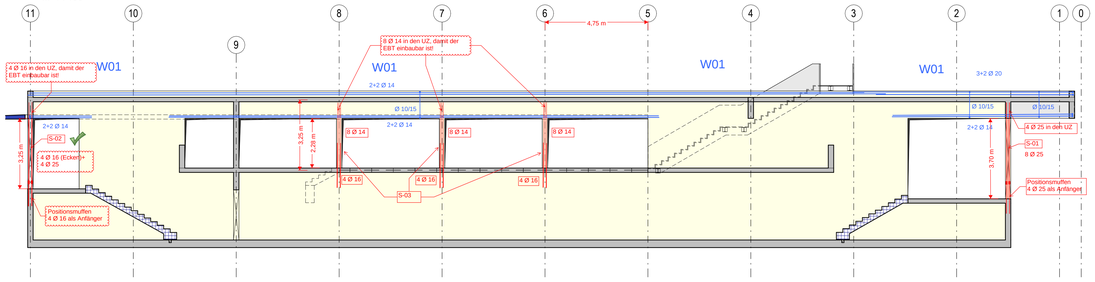
- Bewehrungsanordnung bei den Wänden:
  horizontale Bewehrung in der Äußeren Lage
  vertikale Bewehrung in der Inneren Lage



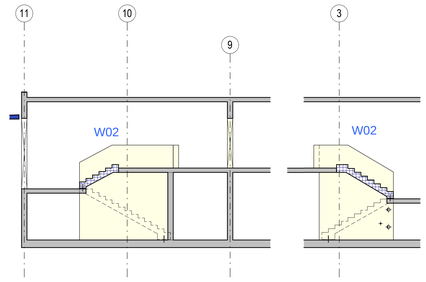
6.5.2 Wandansichten

Siehe folgender Plan im Maßstab 1 : 100

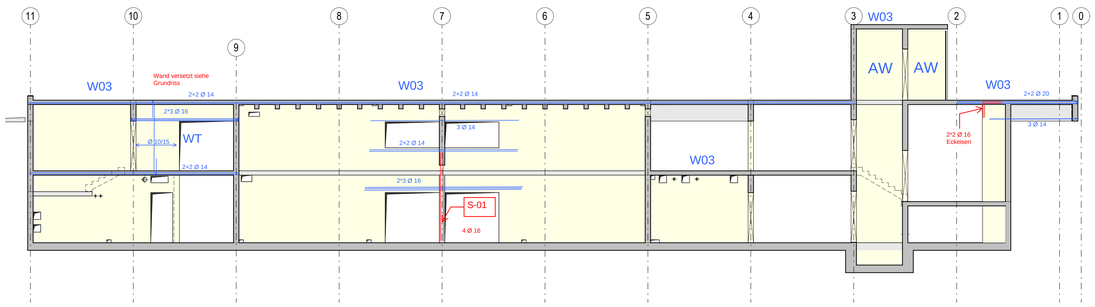
Statik Schnitt 1 Außenwand
M 1 : 100



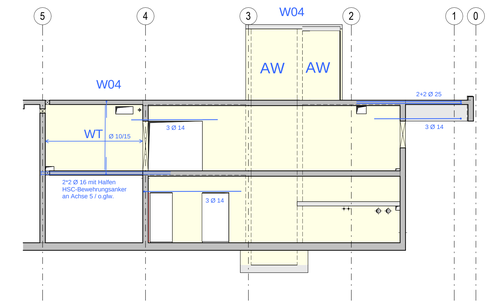
Statik Schnitt 2
M 1 : 100



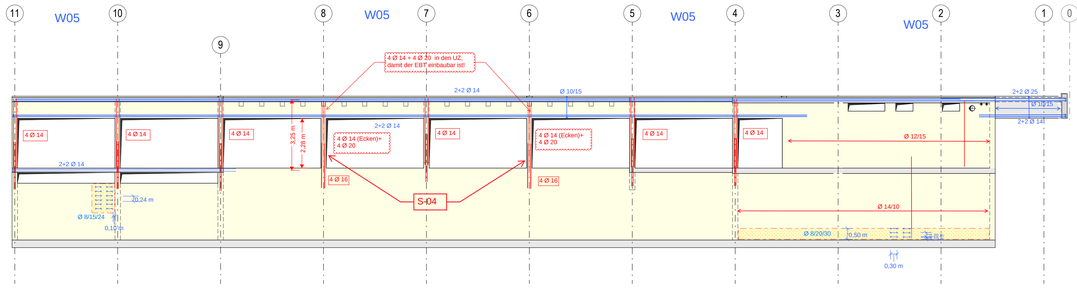
Statik Schnitt 3
M 1 : 100



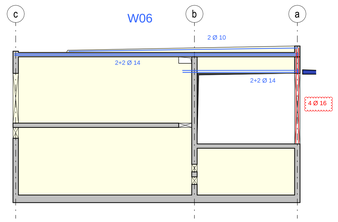
Statik Schnitt 4
M 1 : 100



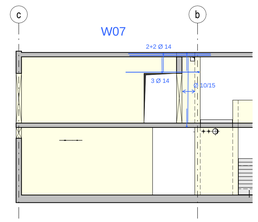
Statik Schnitt 5 Außenwand
M 1 : 100



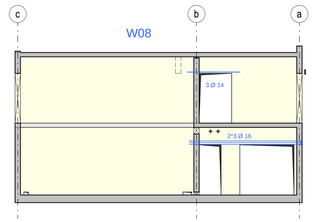
Statik Schnitt 6 Außenwand
M 1 : 100



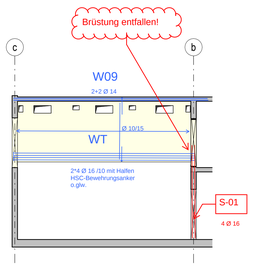
Statik Schnitt 7
M 1 : 100



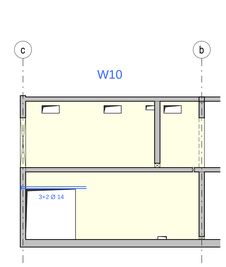
Statik Schnitt 8
M 1 : 100



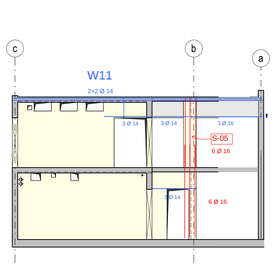
Statik Schnitt 9
M 1 : 100



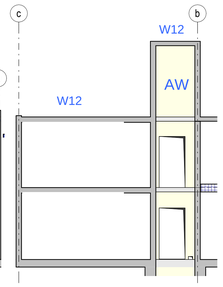
Statik Schnitt 10
M 1 : 100



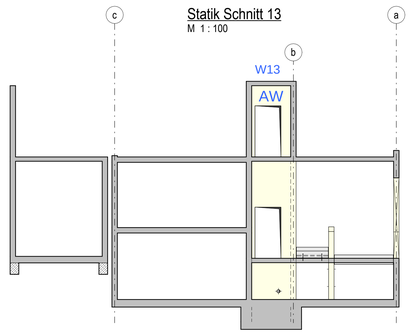
Statik Schnitt 11
M 1 : 100



Statik Schnitt 12
M 1 : 100

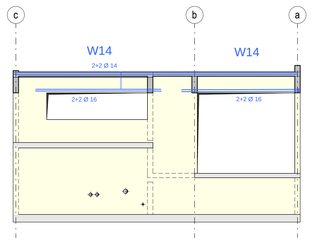


Statik Schnitt 13
M 1 : 100



Statik Schnitt 14
M 1 : 100

Außenwand



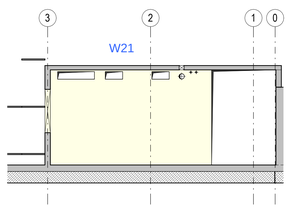
Angaben aus Kap.11 beachten!

Statik Schnitt 15
M 1 : 100

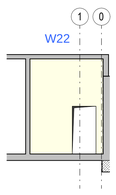
Außenwand



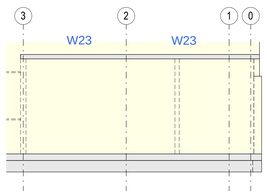
Statik Schnitt 21
M 1 : 100



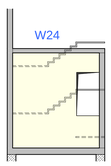
Statik Schnitt 22
M 1 : 100



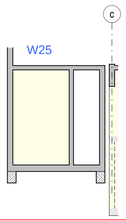
Statik Schnitt 23
M 1 : 100



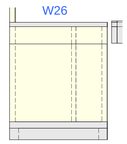
Statik Schnitt 24
M 1 : 100



Statik Schnitt 25
M 1 : 100



Statik Schnitt 26
M 1 : 100



Unter- Überzüge und Stürze:
Angaben aus folgenden Kapiteln sind zu beachten:

- Kap. 5.1 / Seite 154 bis 156
- Kap. 5.2 / Seite 142 bis 144
- Kap. 7 / Seite 34

Material:
- Stahlbeton: C25/30 / B500B

Außenwände EG und DG: XC 1, WF, c = 3,0
- vertikal: Ø 10/15 i. + a.
- horizontal: Ø 10/10 i. + a. in der 1.Lage

Außenwände Untergeschoss: XC 3, WF, c = 3,5
- vertikal: Ø 10/15 i. + a.
- horizontal: Ø 12/11 i. + a. in der 1.Lage

Innenwände UG und EG: XC 1, WO, c = 3,0
- vertikal: Ø 10/15 i. + a.
- horizontal: Ø 10/10 i. + a. in der 1.Lage

wenn nicht anders am BT angegeben!

H23 11481 Seite 4 b
30.01.2025 Pos. 6.5

Index	Änderung	gez.	Datum

Entwurfsplanung

Projekt: Jugendfreizeiteinrichtung MAXIM
Charlottenburger Straße 117 in 13086 Berlin

Freigabe Architekt: | Freigabe Prüfingenieur:

Planinhalt:
Tragwerksübersicht
Wandansichten Statik
Hinweise zur Ausführungsplanung

Datum:	14.09.2023
Gezeichnet:	NWK
Geprüft:	KM
Maßstab:	1: 100
Auftragsnummer:	H23-11481
Plan-Nr.:	03_WS
Index	

Bauherr: Bezirksamt Pankow von Berlin
Abt. Jugend und Familie /Jugendamt
Berliner Allee 252-260
13088 Berlin

Architekt: jan große architekten
danziger straße 168
10407 berlin
tel. 030-4080 2670
buero@grosse-architekten.de

Fachplaner: Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG
Rosenthaler Str. 40/41, 10178 Berlin
Fon +49(0)30 283983-0
berlin@lap-consult.com

841x1189

Position: 7 Stützen

Inhaltsverzeichnis

7.1 Allgemeines und Positionierung 2

7.2 Einwirkungen 3

7.3 Bemessung der Stützen 5

7.3.1 Material 5

7.3.2 Teilsicherheitsbeiwerte 6

7.3.3 Stützenbemessung 7

7.3.4 Hinweise zur Ausführungsplanung 34

7.4

7 Stützen

7.1 Allgemeines und Positionierung

Eine allgemeine Erläuterung zum Tragwerk und weitergehende, hier nicht aufgeführte Angaben, zu z.B. Baustoffeigenschaften, Betonnachbehandlung, Bauablauf und weitere konstruktive Maßnahmen, sind dem Kap. 1 Baubeschreibungzu entnehmen.

Im vorliegenden Kapitel erfolgt die Stützenbemessung mit dem Programm „Stahlbetonstütze B5“ von Friedrich und Lochner.

Die Bemessung für den Brandfall wird bei den Stützen mit R30 angesetzt. Eine Kaltbemessung mit dem Statik- Programm Frilo reicht aus, wenn die Anforderungen an R30 mit den üblichen Tabellenverfahren nach DIN EN 1992-1-2:2010-12 ausreichend ist.

Die Bemessung der Stahlbetonstützen für den Brandfall erfolgt, sofern eine Klassifizierung gemäß DIN 1992-1-2, 5.3.2 Methode A, Tabelle 5.2a nicht möglich ist, entsprechend den Anforderungen an ein allgemeines Berechnungsverfahren. Sie beinhaltet eine FEM basierte Temperaturanalyse entsprechend den in den nationalen Anhängen definierten Parametern sowie eine mechanische Analyse in Form der Ermittlung der inneren Schnittkräfte mit den Spannungs- Dehnungslinien von Beton und Stahl nach EN 1992-1-2 und der Ermittlung des Gleichgewichtes zu den äußeren Schnittkräften unter Berücksichtigung der thermischen Dehnungen.

Die Bemessungslasten werden aus der FEM Berechnung der Decken entnommen.

In DIN EN 1992-1-1 [9.5] ist für Stützen eine Mindestbewehrung zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens gefordert.

min. ds = 12 mm, a = 25 cm, mind. 4 Stäbe

$A_{smin} = 0{,}15\ N_{Ed} / f_{yd}$ diese Forderung wird im Zuge der Bemessung überprüft.

Allgemeine Angaben zum Brandschutz werden in der Pos. 10 erbracht.

Die Positionierung ist asu dem Kap. 6.1 Seite 4ff. ersichtlich.

<u>Geometrie</u>

Geschosshöhen: h = 3,26 m im EG
h = 3,38 m im UG

Deckendicke i.d.R.: h = 0,20 m

7.2 Einwirkungen

Die Lastzusammenstellung resultiert aus der FEM Bemessung der Decken:

Erdgeschoss:
Lastfall 100 ständige Lasten (Position 5.1 Seite 58/60) in rot Seite 145/147
Lastfall 200 Nutzlasten (Position 5.1 Seite 59/61) in rot Seite 146/148

Stütze Achse a/1-2

S-01-EG G_k = 415 / 259 kN M_{gk} = 7 / 3 kN
Q_k = 155 / 103 kN M_{qk} = 5 / 2 kN

Anpralllast: Q = 100 kN in 1,25 m über Fahrbahn

Stütze Achse a/11

S-02-EG G_k = 91 / 63 kN M_{gk} = 1 kN
Q_k = 24 / 19 kN M_{qk} = 1 kN

Anpralllast: Q = 100 kN in 1,25 m über Fahrbahn

Stütze Achse a/6-8

S-03-EG G_k = 175 / 121 kN M_{gk} = 10 / 6 kN
Q_k = 75 / 63 kN M_{qk} = 10 / 6 kN

Anpralllast: ~~Q = 100 kN in 1,25 m über Fahrbahn~~ Kein Anprall, da durch Rampe geschützt.

Fassadenlast:

Hu= +- 21 kN aus der unteren horizontalen Lagerung in ca. 75 cm von der Systemlinie

Stütze Achse c/6-8

S-04-EG G_k = 424 / 164 kN M_{gk} = 30 / 14 kN
Q_k = 112 / 88 kN M_{qk} = 24 / 11 kN

Anpralllast: ~~Q = 100 kN in 1,25 m über Fahrbahn~~ Kein Anprall, da durch Rampe geschützt.

Fassadenlast:

Hu= +- 21 kN aus der unteren horizontalen Lagerung in ca. 75 cm von der Systemlinie

Stütze Achse b/4

S-05-EG G_k = 285 * 0,60 = 171 kN siehe Kap. 5.1 / Seite 70/71
Q_k = 269 * 0,60 = 161 kN

Untergeschoss:

Lastfall 1001 ständige Lasten (Position 5.2 Seite 65)
Lastfall 2001 Nutzlasten (Position 5.1 Seite 66)

Stütze Achse b/7

S-01-UG G_k = 415 kN
Q_k = 155 kN

7.3 Bemessung der Stützen

Die Bemessung der Stützen erfolgt als Pendelstützen mit dem Programm Friedrich + Lochner.

7.3.1 Material

Teilsicherheitsbeiwerte in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit:

- Beton < C55/67 $\gamma_c = 1,5$
- Betonstahl $\gamma_s = 1,15$

Beton C25/30 $f_{ck} = 25$ N/mm²

$f_{cd} = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,2$ N/mm²

~~Beton C45/50 $f_{ck} = 45$ N/mm²~~

~~$f_{cd} = 0,85 \times 45 / 1,5 = 25,5$ N/mm²~~ soll nicht umgesetzt werden!

Betonstahl BSt 500S (B): $f_{yk} = 500$ N/mm²

$f_{yd} = 500 / 1,15 = 435$ N/mm²

Randbedingungen für die Stützen:

Betondeckung der Bügel cv = 35 mm

Bügel dsbü = 10 mm

Durchmesser Längseisen min. Ø14

Anzahl der Längseisen min. 1 Stab je Ecke bzw. bei Rundstützen 6 Stäbe.

7.3.2 Teilsicherheitsbeiwerte

Grenzzustand der Tragfähigkeit

Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte

Tabelle 1 Kombinationsbeiwerte (DIN EN 1990/NA, Tab. NA 1.1)

	γ günstig	γ ungünstig	ψ0	ψ1	ψ2
ständig	1,00	1,35			
Veränderlich (Kategorie C)	0	1,50	0,7	0,7	0,6

Ständige und vorübergehende Beanspruchung Ed

$$E_d = E\left\{\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}\cdot G_{k,j} + \gamma_P\cdot P_k + \gamma_{Q,1}\cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\cdot\psi_{0,i}\cdot Q_{k,i}\right\}$$

7.3.3 Stützenbemessung

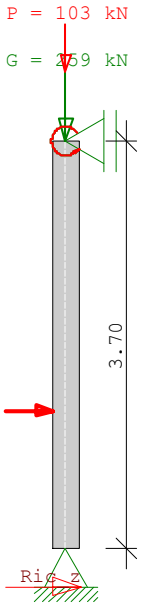
Bemessung siehe folgende Seiten

Position: S-01-EG_Heiß_b Achse a/1-2

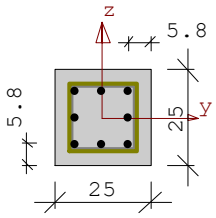
Stahlbetonstütze B5 01/2019/F (FRILO R-2024-2/P07)

PENDELSTÜTZE, Rechteck, 1-achsig beansprucht in z-Richtung (um y)

Berechnungsgrundlage: DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
E = 31000 N/mm2 ρ = 2500 kg/m3



C 25/30 B500B
φ = 2.84
Bewehrung umfangverteilt



1 Mcry = 6.68 kNm Mcrz = 6.68 kNm

KNOTEN - LASTEN :

LfNr	KNr	V (kN)	ey (cm)	ez (cm)	Py (kN)	Pz (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	EWG	Zus	Alt
1	2	259.00	.	.	.	.	.	.		.	g
		103.00	.	.	.	.	.	.	C	.	p
2	2	.	.	.	.	.	3.00	.		.	g
		.	.	.	.	.	2.00	.	C	.	p
		5.78 (Eigengewicht)									

STAB - LASTEN :

LfNr	SNr	Typ	Ric	g1 (kN/m	g2 , kN)	Abst (m)	Lang (m)	EWG	Zus	Alt
3	.	Einzellast	z	100.00		1.25		O	.	p

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
C	1	Versammlungsräume	0.70	0.70	0.60	1.50
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.

Weitere Berechnungsgrundlagen:

Genauigkeit Gkn = 2.32e-6
Anzahl der Unterelemente je Stababschnitt: 6
Arbeitslinie des Betons für die Verf.-Berechnung EN 1992-1-1 3.1.5
Berechnung der Betondruckkraft ohne Abzug der Bewehrung.
Bei n > -0.10 : eff EI nach EN2 7.4.2 (7.19)
Kriechen wird durch eine verzerrte Spannungsdehnungsline
berücksichtigt.
ϕeff = ϕ0 * M0/Med (M0 aus quasi-ständ. Kombination mit ei)
Schadensfolgeklasse nach EN 1990 Tab B.1 CC2 -> KFi = 1.0 (Tab B.3)

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.159

erf As = 39.28 cm2 (Tragsicherheit)
erf As = 39.28 cm2 (Brandschutz R 30)

KNICKLÄNGEN, Schlankheiten, ungewollte - und Kriech - Ausmitten :

Lf-Komb	Stab Nr.	skz (m)	λz	+-eiz (cm)	ϕeff
1	1	3.70	51.2	.92	1.75
λlim: EN 1992-1-1			25.0		

GERECHNETE KOMBINATIONEN aus 3 Lasten Kombi_D

Lf-Komb	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	K8
	g C	g C	g C	g C	g C	g O	g	g O
1	x	x	.	x	.	x	.	.
2	x	.	x	x	x	.	.	.
3	.	.	.	x (*)	x (*)	x (*)	.	x (*)

Teilsicherheitsbeiwerte: γC = 1.50 γS = 1.15 γG = 1.35 / 1.00
Außergewöhnliche (*): γC = 1.30 γS = 1.00

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: ohne ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
1	3.700	-512.0	7.05		0.283	1.77*	39.28
1	3.083	-512.0	5.87		0.283	1.77*	39.28
5	2.467	-264.8	44.59		1.386	8.66	39.28
4	1.850	-336.9	64.70		3.196	19.98	39.28
4	1.250	-336.9	84.26		5.040	31.50	39.28
4	1.233	-336.9	83.11		4.932	30.82	39.28
5	.617	-264.8	41.59		1.157	7.23	39.28
1	.000	-512.0	.00		0.283	1.77*	39.28

* Mindestlängsbewehrung nach 9.5.2 (2)

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Querkraft: ohne ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Ved,z (kN)	Vrd,c (kN)	Vrd,max (kN)	Θ (Grad)	aswz (cm2/m)
1	3.700	-512.0	-1.9	40.1	133.9	18.4	0.0
1	3.083	-512.0	-1.9	40.1	133.9	18.4	0.0
1	2.467	-512.0	-1.9	40.1	133.9	18.4	0.0
1	1.850	-512.0	-1.9	40.1	133.9	18.4	0.0
5	1.250	-264.8	-67.4	46.2	154.1	26.3	5.3
5	1.233	-264.8	-67.4	46.2	154.2	26.3	5.3
5	.617	-264.8	-67.4	46.2	160.0	26.0	5.0

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Querkraft: ohne ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Ved,z (kN)	Vrd,c (kN)	Vrd,max (kN)	Θ (Grad)	aswz (cm2/m)
5	.000	-264.8	-67.4	46.2	191.9	24.1	3.6

Mindestquerkraftbewehrung für Balken ist nicht berücksichtigt.

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: mit ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
1	3.700	-512.0	7.05		0.283	1.77*	39.28
1	3.083	-512.0	8.24		0.283	1.77*	39.28
4	2.467	-336.9	47.29		1.584	9.90	39.28
4	1.850	-336.9	67.82		3.489	21.81	39.28
4	1.250	-336.9	86.98		5.298	33.11	39.28
4	1.233	-336.9	85.81		5.187	32.42	39.28
5	.617	-264.8	42.81		1.249	7.81	39.28
1	.000	-512.0	.00		0.283	1.77*	39.28

* Mindestlängsbewehrung nach 9.5.2 (2)

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Querkraft: mit ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Ved,z (kN)	Vrd,c (kN)	Vrd,max (kN)	Θ (Grad)	aswz (cm2/m)
1	3.700	-512.0	2.2	40.1	133.9	18.4	0.0
1	3.083	-512.0	1.5	40.1	133.9	18.4	0.0
1	2.467	-512.0	0.1	40.1	133.9	18.4	0.0
1	1.850	-512.0	-2.0	40.1	133.9	18.4	0.0
5	1.250	-264.8	-68.4	46.2	154.3	26.4	5.4
5	1.233	-264.8	-68.5	46.2	154.4	26.4	5.4
5	.617	-264.8	-69.2	46.2	160.6	26.2	5.1
5	.000	-264.8	-69.5	46.2	193.5	24.4	3.7

Mindestquerkraftbewehrung für Balken ist nicht berücksichtigt.

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: mit ea, Th.2.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
1	3.700	-512.0	7.05		6.285	39.28	39.28
1	3.083	-512.0	9.17		6.285	39.28	39.28
1	2.467	-512.0	10.28		6.285	39.28	39.28
1	1.850	-512.0	9.87		6.285	39.28	39.28
1	1.250	-512.0	7.87		6.285	39.28	39.28
1	1.233	-512.0	7.79		6.285	39.28	39.28
1	.617	-512.0	4.31		6.285	39.28	39.28
1	.000	-512.0	.00		6.285	39.28	39.28

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Querkraft: mit ea, Th.2.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Ved,z (kN)	Vrd,c (kN)	Vrd,max (kN)	Θ (Grad)	aswz (cm2/m)
1	3.700	-512.0	4.0	40.1	133.9	18.4	0.0
1	3.083	-512.0	2.8	40.1	133.9	18.4	0.0
1	2.467	-512.0	0.7	40.1	133.9	18.4	0.0
1	1.850	-512.0	-2.1	40.1	133.9	18.4	0.0
5	1.250	-264.8	-70.7	46.2	154.8	26.7	5.6
5	1.233	-264.8	-70.8	46.2	154.9	26.7	5.6
4	.617	-336.9	-75.8	46.2	158.6	26.2	5.7
4	.000	-336.9	-76.9	46.2	196.2	24.8	4.2

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Querkraft: mit ea, Th.2.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Ved,z (kN)	Vrd,c (kN)	Vrd,max (kN)	Θ (Grad)	aswz (cm2/m)

Mindestquerkraftbewehrung für Balken ist nicht berücksichtigt.

BRANDSCHUTZNACHWEIS für Feuerwiderstandsdauer 30 EN 1992-1-2 2010

4-seitig beflammt.
Temperatur im Schwerpunkt der Bewehrung: 163 Grad fyk,F = 90%
Der Nachweis wird mit der 'häufigen' Kombination geführt.
Schiefstellung begrenzt auf <=1/500
Temperaturprofil mit FL-FEM gerechnet: Version 1.3.1.0
Alpha = 25.00 W/(m^2*K)
AlphaAussen = 5.00 W/(m^2*K)
Emissionsbeiwert = 0.70
Feuchte Beton = 3.00 %
Leitfähigkeit Beton obere Grenze
Rohdichte = 2400 kg/m^3
Elementgröße = 1.00 cm
Betonzuschlag quarzhaltig, Betonstahl kaltverformt
Grenzwert für Abbruch der Iteration: EtaKi = 1.10 vorh. Eta_Ki = 7.29

Bei Rho < 2% gilt: effEI = effEI * Rho / 0.02.
Der Nachweis wird mit Berücksichtigung der thermischen Dehnung geführt.
Zusatziteration von eff EI bis N < -443 kN und M > 2.22 kNm

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: ohne ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
1	3.700	-336.9	4.40		0.186	1.16*	39.27
1	3.083	-336.9	3.67		0.186	1.16*	39.27
1	2.467	-336.9	2.93		0.186	1.16*	39.27
1	1.850	-336.9	2.20		0.186	1.16*	39.27
1	1.250	-336.9	1.49		0.186	1.16*	39.27
1	1.233	-336.9	1.47		0.186	1.16*	39.27
1	.617	-336.9	.73		0.186	1.16*	39.27
1	.000	-336.9	.00		0.186	1.16*	39.27

* Mindestlängsbewehrung nach 9.5.2 (2)

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: mit ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
1	3.700	-336.9	4.40		0.186	1.16*	39.27
1	3.083	-336.9	4.29		0.186	1.16*	39.27
1	2.467	-336.9	4.01		0.186	1.16*	39.27
1	1.850	-336.9	3.45		0.186	1.16*	39.27
1	1.250	-336.9	2.57		0.186	1.16*	39.27
1	1.233	-336.9	2.55		0.186	1.16*	39.27
1	.617	-336.9	1.36		0.186	1.16*	39.27
1	.000	-336.9	.00		0.186	1.16*	39.27

* Mindestlängsbewehrung nach 9.5.2 (2)

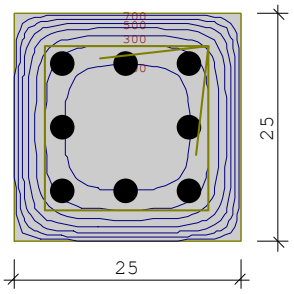
SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: mit ea, Th.2.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
1	3.700	-336.9	4.40		6.285	39.28	39.27
1	3.083	-336.9	4.67		6.285	39.28	39.27
1	2.467	-336.9	4.60		6.285	39.28	39.27
1	1.850	-336.9	4.08		6.285	39.28	39.27
1	1.250	-336.9	3.10		6.285	39.28	39.27
1	1.233	-336.9	3.06		6.285	39.28	39.27
1	.617	-336.9	1.65		6.285	39.28	39.27
1	.000	-336.9	.00		6.285	39.28	39.27

Vorhandene Längsbewehrung im Stützenabschnitt

Stab Nr.		d (mm)	Af (cm2)	y1 (cm)	z1	T (°)	fyk (%)
1	1	25	4.9	7.0	7.0	163	90
	2	25	4.9	7.0	-7.0	163	90
	3	25	4.9	-7.0	7.0	163	90
	4	25	4.9	-7.0	-7.0	163	90
	5	25	4.9	0.0	7.0	105	90
	6	25	4.9	0.0	-7.0	105	90
	7	25	4.9	7.0	0.0	105	90
	8	25	4.9	-7.0	0.0	105	90

vorh As = 39.27 cm2 Umfang



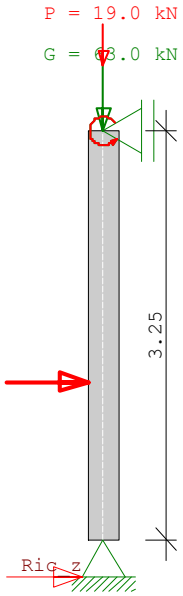
Bügel d = 10 mm
Betondeckung: c1 = 3.5 cm
Bewehrungslage: b1 = 5.5 cm
Bemessung kalt: erf As = 39.28 cm2
heiss: erf As = 39.28 cm2

Position: S-02-EG_Heiß_b Achse a/11

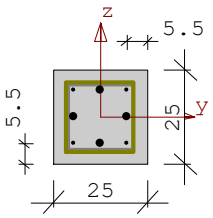
Stahlbetonstütze B5 01/2019/F (FRILO R-2024-2/P07)

PENDELSTÜTZE, Rechteck, 1-achsig beansprucht in z-Richtung (um y)

Berechnungsgrundlage: DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
E = 31000 N/mm2 ρ = 2500 kg/m3



C 25/30 B500B
φ = 2.84
Bewehrung umfangverteilt



1 Mcry = 6.68 kNm Mcrz = 6.68 kNm

KNOTEN - LASTEN :

LfNr	KNr	V (kN)	ey (cm)	ez (cm)	Py (kN)	Pz (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	EWG	Zus	Alt
1	2	63.00	.	.	.	.	.	.		.	g
		19.00	.	.	.	.	.	.	C	.	p
2	2	.	.	.	.	.	1.00	.		.	g
		.	.	.	.	.	1.00	.	C	.	p
		5.08 (Eigengewicht)									

STAB - LASTEN :

LfNr	SNr	Typ	Ric	g1 (kN/m	g2 , kN)	Abst (m)	Lang (m)	EWG	Zus	Alt
9	.	Einzellast	z	100.00		1.25		O	.	p

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
C	1	Versammlungsräume	0.70	0.70	0.60	1.50
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.

Weitere Berechnungsgrundlagen:

Genauigkeit Gkn = 3.59e-9
Anzahl der Unterelemente je Stababschnitt: 6
Arbeitslinie des Betons für die Verf.-Berechnung EN 1992-1-1 3.1.5
Berechnung der Betondruckkraft ohne Abzug der Bewehrung.
Bei n > -0.10 : eff EI nach EN2 7.4.2 (7.19)
Kriechen wird durch eine verzerrte Spannungsdehnungsline
berücksichtigt.
ϕeff = ϕ0 * M0/Med (M0 aus quasi-ständ. Kombination mit ei)
Schadensfolgeklasse nach EN 1990 Tab B.1 CC2 -> KFi = 1.0 (Tab B.3)

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.159

erf As = 27.68 cm2 (Tragsicherheit)
erf As = 27.68 cm2 (Brandschutz R 30)

KNICKLÄNGEN, Schlankheiten, ungewollte - und Kriech - Ausmitten :

Lf-Komb	Stab Nr.	skz (m)	λz	+-eiz (cm)	ϕeff
2	1	3.25	45.0	.81	2.10
λlim: EN 1992-1-1			48.4		

Knicksicherheitsnachweis ist nicht erforderlich: $\lambda < \lambda_{lim}$

GERECHNETE KOMBINATIONEN aus 3 Lasten Kombi_D

Lf-Komb	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	K8
	g C	g C	g C	g C	g C	g O	g	g O
1	x	x	.	x	.	x	.	.
2	x	.	x	x	x	.	.	.
3	.	.	.	x	x	x	.	x
			(a)	(a) (*)	(a) (*)	(a) (*)	(a)	(a) (*)

a) ohne KSNW weil: $\lambda < \lambda_{lim}$
Teilsicherheitsbeiwerte: γC = 1.50 γS = 1.15 γG = 1.35 / 1.00
Außergewöhnliche (*): γC = 1.30 γS = 1.00

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: ohne ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
1	3.250	-120.4	2.85		0.066	0.42*	27.68
5	2.708	-68.1	22.26		0.534	3.34	27.68
5	2.167	-68.1	42.79		1.631	10.19	27.68
5	1.625	-68.1	63.35		2.978	18.61	27.68
5	1.250	-68.1	77.58		3.995	24.97	27.68
5	1.083	-68.1	67.21		3.249	20.31	27.68
5	.542	-68.1	33.64		1.103	6.90	27.68
1	.000	-120.4	.00		0.066	0.42*	27.68

* Mindestlängsbewehrung nach 9.5.2 (2)

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Querkraft: ohne ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Ved,z (kN)	Vrd,c (kN)	Vrd,max (kN)	Θ (Grad)	aswz (cm2/m)
1	3.250	-120.4	-0.9	35.4	136.0	18.4	0.0
1	2.708	-120.4	-0.9	35.4	136.0	18.4	0.0
1	2.167	-120.4	-0.9	35.4	136.0	18.4	0.0
1	1.625	-120.4	-0.9	35.4	136.0	18.4	0.0
5	1.250	-68.1	-62.1	34.2	162.5	27.0	4.8
5	1.083	-68.1	-62.1	34.2	162.9	27.0	4.8
5	.542	-68.1	-62.1	34.2	164.3	26.8	4.7
5	.000	-68.1	-62.1	34.2	189.8	23.3	3.1

Mindestquerkraftbewehrung für Balken ist nicht berücksichtigt.

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: mit ea, Th.2.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
1	3.250	-120.4	2.85		4.429	27.68	27.68
1	2.708	-120.4	2.92		4.429	27.68	27.68
1	2.167	-120.4	2.83		4.429	27.68	27.68
1	1.625	-120.4	2.49		4.429	27.68	27.68
1	1.250	-120.4	2.09		4.429	27.68	27.68
1	1.083	-120.4	1.87		4.429	27.68	27.68
1	.542	-120.4	1.00		4.429	27.68	27.68
1	.000	-120.4	.00		4.429	27.68	27.68

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Querkraft: mit ea, Th.2.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Ved,z (kN)	Vrd,c (kN)	Vrd,max (kN)	Θ (Grad)	aswz (cm2/m)
1	3.250	-120.4	0.2	35.4	136.0	18.4	0.0
1	2.708	-120.4	0.0				
1	2.167	-120.4	-0.4	35.4	136.0	18.4	0.0
1	1.625	-120.4	-0.9	35.4	136.0	18.4	0.0
1	1.250	-120.4	-1.3	35.4	136.0	18.4	0.0
1	1.083	-120.4	-1.4	35.4	136.0	18.4	0.0
1	.542	-120.4	-1.8	35.4	136.0	18.4	0.0
1	.000	-120.4	-1.9	35.4	136.0	18.4	0.0

Mindestquerkraftbewehrung für Balken ist nicht berücksichtigt.

BRANDSCHUTZNACHWEIS für Feuerwiderstandsdauer 30 EN 1992-1-2 2010

4-seitig beflammt.
Temperatur im Schwerpunkt der Bewehrung: 163 Grad fyk,F = 90%
Der Nachweis wird mit der 'häufigen' Kombination geführt.
Schiefstellung begrenzt auf <=1/500
Temperaturprofil mit FL-FEM gerechnet: Version 1.3.1.0
Alpha = 25.00 W/(m^2*K)
AlphaAussen = 5.00 W/(m^2*K)
Emissionsbeiwert = 0.70
Feuchte Beton = 3.00 %
Leitfähigkeit Beton obere Grenze
Rohdichte = 2400 kg/m^3
Elementgröße = 1.00 cm
Betonzuschlag quarzhaltig, Betonstahl kaltverformt
Grenzwert für Abbruch der Iteration: EtaKi = 1.10 vorh. Eta_Ki = 26.60

Bei Rho < 2% gilt: effEI = effEI * Rho / 0.02.
Der Nachweis wird mit Berücksichtigung der thermischen Dehnung geführt.
Zusatziteration von eff EI bis N < -443 kN und M > 2.22 kNm

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: ohne ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
1	3.250	-81.4	1.70		0.045	0.28*	27.68
1	2.708	-81.4	1.42		0.045	0.28*	27.68
1	2.167	-81.4	1.13		0.045	0.28*	27.68
1	1.625	-81.4	.85		0.045	0.28*	27.68
1	1.250	-81.4	.65		0.045	0.28*	27.68
1	1.083	-81.4	.57		0.045	0.28*	27.68
1	.542	-81.4	.28		0.045	0.28*	27.68
1	.000	-81.4	.00		0.045	0.28*	27.68

* Mindestlängsbewehrung nach 9.5.2 (2)

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: mit ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
1	3.250	-81.4	1.70		0.045	0.28*	27.68
1	2.708	-81.4	1.55		0.045	0.28*	27.68
1	2.167	-81.4	1.37		0.045	0.28*	27.68
1	1.625	-81.4	1.13		0.045	0.28*	27.68
1	1.250	-81.4	.91		0.045	0.28*	27.68
1	1.083	-81.4	.80		0.045	0.28*	27.68
1	.542	-81.4	.42		0.045	0.28*	27.68
1	.000	-81.4	.00		0.045	0.28*	27.68

* Mindestlängsbewehrung nach 9.5.2 (2)

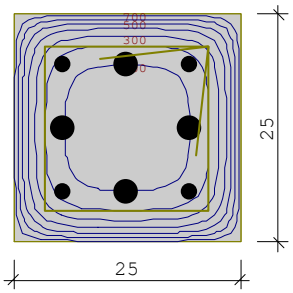
SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: mit ea, Th.2.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
1	3.250	-81.4	1.70		4.429	27.68	27.68
1	2.708	-81.4	1.59		4.429	27.68	27.68
1	2.167	-81.4	1.42		4.429	27.68	27.68
1	1.625	-81.4	1.18		4.429	27.68	27.68
1	1.250	-81.4	.96		4.429	27.68	27.68
1	1.083	-81.4	.84		4.429	27.68	27.68
1	.542	-81.4	.44		4.429	27.68	27.68
1	.000	-81.4	.00		4.429	27.68	27.68

Vorhandene Längsbewehrung im Stützenabschnitt

Stab Nr.		d (mm)	Af (cm2)	y1 (cm)	z1 (cm)	T (°)	fyk (%)
1	1	16	2.0	7.0	7.0	163	90
	2	16	2.0	7.0	-7.0	163	90
	3	16	2.0	-7.0	7.0	163	90
	4	16	2.0	-7.0	-7.0	163	90
	5	25	4.9	0.0	7.0	105	90
	6	25	4.9	0.0	-7.0	105	90
	7	25	4.9	7.0	0.0	105	90
	8	25	4.9	-7.0	0.0	105	90

vorh As = 27.68 cm2 Umfang



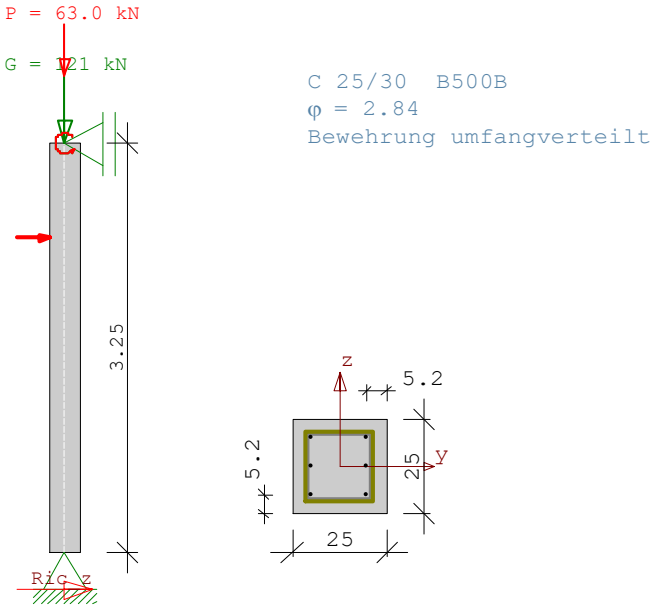
Bügel d = 10 mm
Betondeckung: c1 = 3.5 cm
Bewehrungslage: b1 = 5.5 cm
Bemessung kalt: erf As = 27.68 cm2
heiss: erf As = 27.68 cm2

Position: S-03-EG_Heiß_b Achse a/6-8

Stahlbetonstütze B5 01/2019/F (FRILO R-2024-2/P07)

PENDELSTÜTZE, Rechteck, 1-achsig beansprucht in z-Richtung (um y)

Berechnungsgrundlage: DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
E = 31000 N/mm2 ρ = 2500 kg/m3



1 Mcry = 6.68 kNm Mcrz = 6.68 kNm

KNOTEN - LASTEN :

LfNr	KNr	V (kN)	ey (cm)	ez (cm)	Py (kN)	Pz (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	EWG	Zus	Alt
1	2	121.00	.	.	.	.	.	.		.	g
		63.00	.	.	.	.	.	.	C	.	p
2	2	.	.	.	.	.	6.00	.		.	g
		.	.	.	.	.	6.00	.	C	.	p
		5.08 (Eigengewicht)									

STAB - LASTEN :

LfNr	SNr	Typ	Ric	g1 (kN/m	g2 , kN)	Abst (m)	Lang (m)	EWG	Zus	Alt
9	.	Einzellast	z	21.00		2.50		I	.	p

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
C	1	Versammlungsräume	0.70	0.70	0.60	1.50
I	4	Windlasten	0.60	0.20	0.00	1.50

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.

Weitere Berechnungsgrundlagen:

Genauigkeit Gkn = 6.97e-6
Anzahl der Unterelemente je Stababschnitt: 6
Arbeitslinie des Betons für die Verf.-Berechnung EN 1992-1-1 3.1.5
Berechnung der Betondruckkraft ohne Abzug der Bewehrung.
Bei n > -0.10 : eff EI nach EN2 7.4.2 (7.19)
Kriechen wird durch eine verzerrte Spannungsdehnungsline
berücksichtigt.
ϕeff = ϕ0 * M0/Med (M0 aus quasi-ständ. Kombination mit ei)
Schadensfolgeklasse nach EN 1990 Tab B.1 CC2 -> KFi = 1.0 (Tab B.3)

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.159

erf As = 9.24 cm2 (Tragsicherheit)
erf As = 9.24 cm2 (Brandschutz R 30)

KNICKLÄNGEN, Schlankheiten, ungewollte - und Kriech - Ausmitten :

Lf-Komb	Stab Nr.	skz (m)	λz	+-eiz (cm)	ϕeff
1	1	3.25	45.0	.81	.94
λlim: EN 1992-1-1			29.3		

GERECHNETE KOMBINATIONEN aus 3 Lasten Kombi_D

Lf-Komb	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	K8	K9
	g C	g l	g l	g C	g C	g C	g	g l	g C
1	x	.	x	x	x	.	.	.	.
2	x	x	x	x	.	x	.	.	x
3	x	x	x	.	.	x	.	x	.

Teilsicherheitsbeiwerte: γC = 1.50 γS = 1.15 γG = 1.35 / 1.00

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: ohne ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
1	3.250	-264.7	17.10		0.146	0.91*	9.24
2	2.708	-126.1*	23.38		0.497	3.11	9.24
2	2.500	-126.1*	27.63		0.743	4.64	9.24
2	2.167	-126.1*	23.95		0.529	3.31	9.24
2	1.625	-126.1*	17.96		0.209	1.31	9.24
1	1.083	-264.7	10.42		0.146	0.91*	9.24
1	.542	-264.7	5.22		0.146	0.91*	9.24
1	.000	-264.7	.00		0.146	0.91*	9.24

* bei Nd -> γG = 1.0 ist massgebend.
* Mindestlängsbewehrung nach 9.5.2 (2)

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Querkraft: ohne ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Ved,z (kN)	Vrd,c (kN)	Vrd,max (kN)	Θ (Grad)	aswz (cm2/m)
1	3.250	-264.7	9.3	41.3	103.7	18.4	0.0
1	2.708	-264.7	9.3	41.3	106.7	18.4	0.0
1	2.500	-264.7	-9.6	41.3	105.7	18.4	0.0
1	2.167	-264.7	-9.6	41.3	106.7	18.4	0.0
1	1.625	-264.7	-9.6	41.3	101.8	18.4	0.0
1	1.083	-264.7	-9.6	41.3	138.1	18.4	0.0
1	.542	-264.7	-9.6	41.3	138.1	18.4	0.0
1	.000	-264.7	-9.6	41.3	138.1	18.4	0.0

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Querkraft: ohne ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Ved,z (kN)	Vrd,c (kN)	Vrd,max (kN)	Θ (Grad)	aswz (cm2/m)

Mindestquerkraftbewehrung für Balken ist nicht berücksichtigt.

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: mit ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
1	3.250	-264.7	17.10		0.146	0.91*	9.24
2	2.708	-126.1	23.89		0.526	3.29	9.24
2	2.500	-126.1	28.31		0.784	4.90	9.24
2	2.167	-126.1	24.84		0.580	3.63	9.24
2	1.625	-126.1	18.99		0.261	1.63	9.24
1	1.083	-264.7	12.28		0.146	0.91*	9.24
1	.542	-264.7	6.29		0.146	0.91*	9.24
1	.000	-264.7	.00		0.146	0.91*	9.24

* Mindestlängsbewehrung nach 9.5.2 (2)

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Querkraft: mit ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Ved,z (kN)	Vrd,c (kN)	Vrd,max (kN)	Θ (Grad)	aswz (cm2/m)
1	3.250	-264.7	11.4	41.3	103.7	18.4	0.0
1	2.708	-264.7	11.1	41.3	106.2	18.4	0.0
1	2.500	-264.7	10.8	41.3	110.4	18.4	0.0
1	2.167	-264.7	-8.6	41.3	106.5	18.4	0.0
1	1.625	-264.7	-9.7	41.3	104.4	18.4	0.0
1	1.083	-264.7	-10.7	41.3	95.9	18.4	0.0
1	.542	-264.7	-11.4	41.3	138.1	18.4	0.0
1	.000	-264.7	-11.7	41.3	138.1	18.4	0.0

Mindestquerkraftbewehrung für Balken ist nicht berücksichtigt.

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: mit ea, Th.2.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
1	3.250	-264.7	17.10		1.478	9.24	9.24
1	2.708	-264.7	24.78		1.478	9.24	9.24
1	2.500	-264.7	27.48		1.478	9.24	9.24
1	2.167	-264.7	25.11		1.478	9.24	9.24
1	1.625	-264.7	20.20		1.478	9.24	9.24
1	1.083	-264.7	14.16		1.478	9.24	9.24
1	.542	-264.7	7.31		1.478	9.24	9.24
1	.000	-264.7	.00		1.478	9.24	9.24

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Querkraft: mit ea, Th.2.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Ved,z (kN)	Vrd,c (kN)	Vrd,max (kN)	Θ (Grad)	aswz (cm2/m)
1	3.250	-264.7	14.8	41.3	103.7	18.4	0.0
1	2.708	-264.7	13.4	41.3	105.2	18.4	0.0
1	2.500	-264.7	12.5	41.3	110.2	18.4	0.0
1	2.167	-264.7	-7.9	41.3	105.0	18.4	0.0
1	1.625	-264.7	-10.2	41.3	106.3	18.4	0.0
1	1.083	-264.7	-12.0	41.3	99.5	18.4	0.0
1	.542	-264.7	-13.2	41.3	138.1	18.4	0.0
1	.000	-264.7	-13.7	41.3	138.1	18.4	0.0

Mindestquerkraftbewehrung für Balken ist nicht berücksichtigt.

BRANDSCHUTZNACHWEIS für Feuerwiderstandsdauer 30 EN 1992-1-2 2010

4-seitig beflammt.
Temperatur im Schwerpunkt der Bewehrung: 182 Grad fyk,F = 90%
Der Nachweis wird mit der 'häufigen' Kombination geführt.
Schiefstellung begrenzt auf <=1/500
Temperaturprofil mit FL-FEM gerechnet: Version 1.3.1.0
Alpha = 25.00 W/(m^2*K)
AlphaAussen = 5.00 W/(m^2*K)
Emissionsbeiwert = 0.70
Feuchte Beton = 3.00 %
Leitfähigkeit Beton obere Grenze
Rohdichte = 2400 kg/m^3
Elementgröße = 1.00 cm
Betonzuschlag quarzhaltig, Betonstahl kaltverformt
Grenzwert für Abbruch der Iteration: EtaKi = 1.10 vorh. Eta_Ki = 6.24

Bei Rho < 2% gilt: effEI = effEI * Rho / 0.02.
Der Nachweis wird mit Berücksichtigung der thermischen Dehnung geführt.
Zusatziteration von eff EI bis N < -443 kN und M > 2.22 kNm

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: ohne ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
1	3.250	-170.2	10.20		0.094	0.59*	9.24
1	2.708	-170.2	8.50		0.094	0.59*	9.24
1	2.500	-170.2	7.85		0.094	0.59*	9.24
1	2.167	-170.2	6.80		0.094	0.59*	9.24
1	1.625	-170.2	5.10		0.094	0.59*	9.24
1	1.083	-170.2	3.40		0.094	0.59*	9.24
1	.542	-170.2	1.70		0.094	0.59*	9.24
1	.000	-170.2	.00		0.094	0.59*	9.24

* Mindestlängsbewehrung nach 9.5.2 (2)

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: mit ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
1	3.250	-170.2	10.20		0.094	0.59*	9.24
1	2.708	-170.2	8.78		0.094	0.59*	9.24
1	2.500	-170.2	8.21		0.094	0.59*	9.24
1	2.167	-170.2	7.28		0.094	0.59*	9.24
1	1.625	-170.2	5.65		0.094	0.59*	9.24
1	1.083	-170.2	3.88		0.094	0.59*	9.24
1	.542	-170.2	1.98		0.094	0.59*	9.24
1	.000	-170.2	.00		0.094	0.59*	9.24

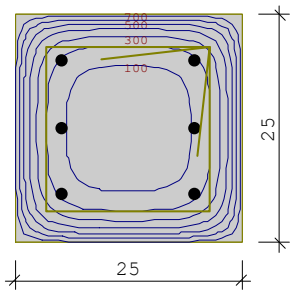
* Mindestlängsbewehrung nach 9.5.2 (2)

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: mit ea, Th.2.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
1	3.250	-170.2	10.20		1.478	9.24	9.24
1	2.708	-170.2	8.96		1.478	9.24	9.24
1	2.500	-170.2	8.39		1.478	9.24	9.24
1	2.167	-170.2	7.40		1.478	9.24	9.24
1	1.625	-170.2	5.65		1.478	9.24	9.24
1	1.083	-170.2	3.79		1.478	9.24	9.24
1	.542	-170.2	1.90		1.478	9.24	9.24
1	.000	-170.2	.00		1.478	9.24	9.24

Vorhandene Längsbewehrung im Stützenabschnitt

Stab Nr.		d (mm)	Af (cm2)	y1 (cm)	z1	T (°)	fyk (%)
1	1	14	1.5	7.3	7.3	182	90
	2	14	1.5	7.3	-7.3	182	90
	3	14	1.5	-7.3	7.3	182	90
	4	14	1.5	-7.3	-7.3	182	90
	5	14	1.5	7.3	0.0	114	90
	6	14	1.5	-7.3	0.0	114	90
vorh As = 9.24 cm2 Umfang							



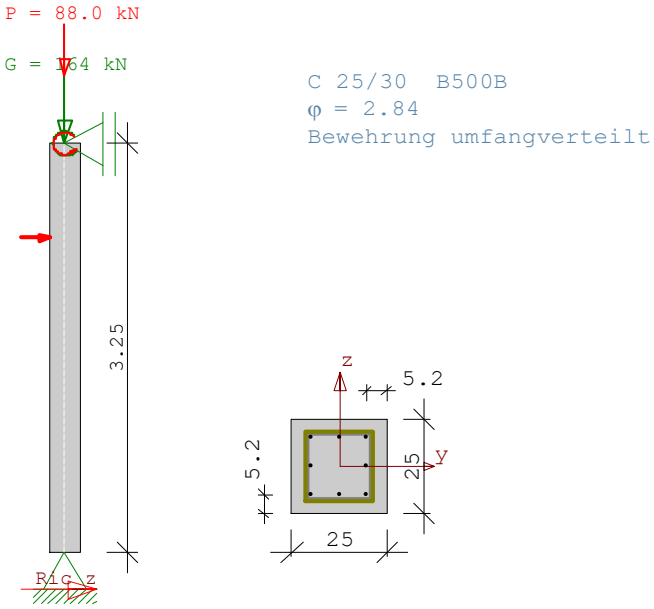
Bügel d = 10 mm
Betondeckung: c1 = 3.5 cm
Bewehrungslage: b1 = 5.2 cm
Bemessung kalt: erf As = 9.24 cm2
heiss: erf As = 9.24 cm2

Position: S-04-EG_Heiß_b_C25/30 Achse C/6-8

Stahlbetonstütze B5 01/2019/F (FRILO R-2024-2/P07)

PENDELSTÜTZE, Rechteck, 1-achsig beansprucht in z-Richtung (um y)

Berechnungsgrundlage: DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
E = 31000 N/mm2 ρ = 2500 kg/m3



1 Mcry = 6.68 kNm Mcrz = 6.68 kNm

KNOTEN - LASTEN :

LfNr	KNr	V (kN)	ey (cm)	ez (cm)	Py (kN)	Pz (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	EWG	Zus	Alt
1	2	164.00	.	.	.	.	.	.		.	g
		88.00	.	.	.	.	.	.	C	.	p
2	2	.	.	.	.	.	14.00	.		.	g
		.	.	.	.	.	11.00	.	C	.	p
		5.08 (Eigengewicht)									

STAB - LASTEN :

LfNr	SNr	Typ	Ric	g1 (kN/m	g2 , kN)	Abst (m)	Lang (m)	EWG	Zus	Alt
3	.	Einzellast	z	21.00		2.50		I	.	p

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
C	1	Versammlungsräume	0.70	0.70	0.60	1.50
I	4	Windlasten	0.60	0.20	0.00	1.50

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.

Weitere Berechnungsgrundlagen:

Genauigkeit Gkn = 1.58e-5
Anzahl der Unterelemente je Stababschnitt: 6
Arbeitslinie des Betons für die Verf.-Berechnung EN 1992-1-1 3.1.5
Berechnung der Betondruckkraft ohne Abzug der Bewehrung.
Bei n > -0.10 : eff EI nach EN2 7.4.2 (7.19)
Kriechen wird durch eine verzerrte Spannungsdehnungsline
berücksichtigt.
ϕeff = ϕ0 * M0/Med (M0 aus quasi-ständ. Kombination mit ei)
Schadensfolgeklasse nach EN 1990 Tab B.1 CC2 -> KFi = 1.0 (Tab B.3)

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.159

erf As = 12.32 cm2 (Tragsicherheit)
erf As = 12.32 cm2 (Brandschutz R 30)

KNICKLÄNGEN, Schlankheiten, ungewollte - und Kriech - Ausmitten :

Lf-Komb	Stab Nr.	skz (m)	λz	+-eiz (cm)	ϕeff
1	1	3.25	45.0	.81	1.26
λlim: EN 1992-1-1			25.1		

GERECHNETE KOMBINATIONEN aus 3 Lasten Kombi_D

Lf-Komb	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	K8	K9
	g C	g l	g l	g C	g C	g C	g	g l	g C
1	x	.	x	x	.	x	.	.	.
2	x	x	x	x	x	.	.	.	x
3	x	x	x	.	x	.	.	x	.

Teilsicherheitsbeiwerte: γC = 1.50 γS = 1.15 γG = 1.35 / 1.00

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: ohne ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
5	3.250	-228.3	35.40		0.951	5.94	12.32
2	2.708	-228.3	38.50		1.171	7.32	12.32
2	2.500	-228.3	41.60		1.395	8.72	12.32
2	2.167	-228.3	36.06		0.997	6.23	12.32
2	1.625	-169.1*	24.59		0.417	2.61	12.32
1	1.083	-360.3	16.52		0.199	1.24*	12.32
1	.542	-360.3	8.27		0.199	1.24*	12.32
1	.000	-360.3	.00		0.199	1.24*	12.32

* bei Nd -> γG = 1.0 ist massgebend.
* Mindestlängsbewehrung nach 9.5.2 (2)

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Querkraft: ohne ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Ved,z (kN)	Vrd,c (kN)	Vrd,max (kN)	Θ (Grad)	aswz (cm2/m)
1	3.250	-360.3	3.6	41.3	108.8	18.4	0.0
1	2.708	-360.3	3.6	41.3	108.6	18.4	0.0
1	2.500	-360.3	-15.3	41.3	108.5	18.4	0.0
1	2.167	-360.3	-15.3	41.3	109.0	18.4	0.0
1	1.625	-360.3	-15.3	41.3	104.6	18.4	0.0
1	1.083	-360.3	-15.3	41.3	95.5	18.4	0.0
1	.542	-360.3	-15.3	41.3	138.1	18.4	0.0
1	.000	-360.3	-15.3	41.3	138.1	18.4	0.0

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Querkraft: ohne ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Ved,z (kN)	Vrd,c (kN)	Vrd,max (kN)	Θ (Grad)	aswz (cm2/m)

Mindestquerkraftbewehrung für Balken ist nicht berücksichtigt.

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: mit ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
5	3.250	-228.3	35.40		0.951	5.94	12.32
2	2.708	-228.3	39.43		1.238	7.74	12.32
2	2.500	-228.3	42.82		1.484	9.28	12.32
2	2.167	-228.3	37.66		1.111	6.95	12.32
2	1.625	-228.3	28.89		0.502	3.14	12.32
1	1.083	-360.3	19.05		0.199	1.24*	12.32
1	.542	-360.3	9.73		0.199	1.24*	12.32
1	.000	-360.3	.00		0.199	1.24*	12.32

* Mindestlängsbewehrung nach 9.5.2 (2)

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Querkraft: mit ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Ved,z (kN)	Vrd,c (kN)	Vrd,max (kN)	Θ (Grad)	aswz (cm2/m)
1	3.250	-360.3	0.8	41.3	108.8	18.4	0.0
1	2.708	-360.3	6.1	41.3	108.5	18.4	0.0
1	2.500	-360.3	-13.1	41.3	108.4	18.4	0.0
1	2.167	-360.3	-13.8	41.3	108.7	18.4	0.0
1	1.625	-360.3	-15.3	41.3	106.2	18.4	0.0
1	1.083	-360.3	-16.7	41.3	99.1	18.4	0.0
1	.542	-360.3	-17.7	41.3	138.1	18.4	0.0
1	.000	-360.3	-18.1	41.3	138.1	18.4	0.0

Mindestquerkraftbewehrung für Balken ist nicht berücksichtigt.

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: mit ea, Th.2.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
1	3.250	-360.3	35.40		1.971	12.32	12.32
1	2.708	-360.3	42.91		1.971	12.32	12.32
1	2.500	-360.3	45.19		1.971	12.32	12.32
1	2.167	-360.3	41.70		1.971	12.32	12.32
1	1.625	-360.3	33.90		1.971	12.32	12.32
1	1.083	-360.3	23.88		1.971	12.32	12.32
1	.542	-360.3	12.34		1.971	12.32	12.32
1	.000	-360.3	.00		1.971	12.32	12.32

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Querkraft: mit ea, Th.2.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Ved,z (kN)	Vrd,c (kN)	Vrd,max (kN)	Θ (Grad)	aswz (cm2/m)
1	3.250	-360.3	15.7	41.3	108.8	18.4	0.0
1	2.708	-360.3	11.8	41.3	108.1	18.4	0.0
1	2.500	-360.3	10.0	41.3	108.0	18.4	0.0
1	2.167	-360.3	-12.0	41.3	108.2	18.4	0.0
1	1.625	-360.3	-16.7	41.3	108.9	18.4	0.0
1	1.083	-360.3	-20.2	41.3	103.9	18.4	0.0
1	.542	-360.3	-22.3	41.3	138.1	18.4	0.0
1	.000	-360.3	-23.1	41.3	138.1	18.4	0.0

Mindestquerkraftbewehrung für Balken ist nicht berücksichtigt.

BRANDSCHUTZNACHWEIS für Feuerwiderstandsdauer 30 EN 1992-1-2 2010

4-seitig beflammt.
Temperatur im Schwerpunkt der Bewehrung: 182 Grad fyk,F = 90%
Der Nachweis wird mit der 'häufigen' Kombination geführt.
Schiefstellung begrenzt auf <=1/500
Temperaturprofil mit FL-FEM gerechnet: Version 1.3.1.0
Alpha = 25.00 W/(m^2*K)
AlphaAussen = 5.00 W/(m^2*K)
Emissionsbeiwert = 0.70
Feuchte Beton = 3.00 %
Leitfähigkeit Beton obere Grenze
Rohdichte = 2400 kg/m^3
Elementgröße = 1.00 cm
Betonzuschlag quarzhaltig, Betonstahl kaltverformt
Grenzwert für Abbruch der Iteration: EtaKi = 1.10 vorh. Eta_Ki = 6.21

Bei Rho < 2% gilt: effEI = effEI * Rho / 0.02.
Der Nachweis wird mit Berücksichtigung der thermischen Dehnung geführt.
Zusatziteration von eff EI bis N < -443 kN und M > 2.22 kNm

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: ohne ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
5	3.250	-169.1	21.70		0.278	1.74	12.32
1	2.708	-230.7	18.08		0.127	0.80*	12.32
1	2.500	-230.7	16.69		0.127	0.80*	12.32
1	2.167	-230.7	14.47		0.127	0.80*	12.32
1	1.625	-230.7	10.85		0.127	0.80*	12.32
1	1.083	-230.7	7.23		0.127	0.80*	12.32
1	.542	-230.7	3.62		0.127	0.80*	12.32
1	.000	-230.7	.00		0.127	0.80*	12.32

* Mindestlängsbewehrung nach 9.5.2 (2)

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: mit ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
5	3.250	-169.1	21.70		0.250	1.74	12.32
1	2.708	-230.7	18.46		0.127	0.80*	12.32
1	2.500	-230.7	17.19		0.127	0.80*	12.32
1	2.167	-230.7	15.12		0.127	0.80*	12.32
1	1.625	-230.7	11.60		0.127	0.80*	12.32
1	1.083	-230.7	7.88		0.127	0.80*	12.32
1	.542	-230.7	3.99		0.127	0.80*	12.32
1	.000	-230.7	.00		0.127	0.80*	12.32

* Mindestlängsbewehrung nach 9.5.2 (2)

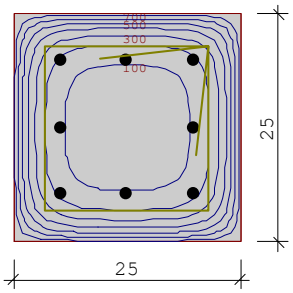
SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: mit ea, Th.2.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
1	3.250	-230.7	21.70		1.971	12.32	12.32
1	2.708	-230.7	19.32		1.971	12.32	12.32
1	2.500	-230.7	18.20		1.971	12.32	12.32
1	2.167	-230.7	16.20		1.971	12.32	12.32
1	1.625	-230.7	12.54		1.971	12.32	12.32
1	1.083	-230.7	8.52		1.971	12.32	12.32
1	.542	-230.7	4.31		1.971	12.32	12.32
1	.000	-230.7	.00		1.971	12.32	12.32

Vorhandene Längsbewehrung im Stützenabschnitt

Stab Nr.		d (mm)	Af (cm2)	y1 (cm)	z1	T (°)	fyk (%)
1	1	14	1.5	7.3	7.3	182	90
	2	14	1.5	7.3	-7.3	182	90
	3	14	1.5	-7.3	7.3	182	90
	4	14	1.5	-7.3	-7.3	182	90
	5	14	1.5	0.0	7.3	114	90
	6	14	1.5	0.0	-7.3	114	90
	7	14	1.5	7.3	0.0	114	90
	8	14	1.5	-7.3	0.0	114	90

vorh As = 12.32 cm2 Umfang



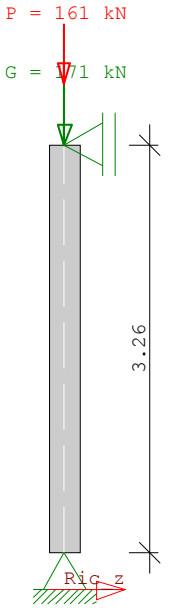
Bügel d = 10 mm
Betondeckung: c1 = 3.5 cm
Bewehrungslage: b1 = 5.2 cm
Bemessung kalt: erf As = 12.32 cm2
heiss: erf As = 12.32 cm2

Position: S-05-EG Achse 4/b

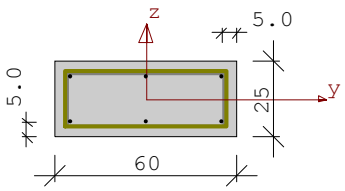
Stahlbetonstütze B5 01/2019/E (FRILO R-2023-1-x86)

PENDELSTÜTZE, Rechteck, 1-achsig beansprucht in z-Richtung (um y)

Berechnungsgrundlage: DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
E = 31000 N/mm2 ρ = 2500 kg/m3



C 25/30 B500B
φ = 2.69
Bewehrung in den Ecken



1 Mcry = 16.03 kNm Mcrz = 38.47 kNm

KNOTEN - LASTEN :

LfNr	KNr	V (kN)	ey (cm)	ez (cm)	Py (kN)	Pz (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	EWG	Zus	Alt	
1	2	171.00	.	.	.	.	.	.	.		.	g
		161.00	.	.	.	.	.	.	.	C	.	p
		12.23	(Eigengewicht)									

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
C	1	Versammlungsräume	0.70	0.70	0.60	1.50

Weitere Berechnungsgrundlagen:

Genauigkeit Gkn = 1.13e-10
Anzahl der Unterelemente je Stababschnitt: 6
Arbeitslinie des Betons für die Verf.-Berechnung EN 1992-1-1 3.1.5
Berechnung der Betondruckkraft ohne Abzug der Bewehrung.
Bei n > -0.10 : eff EI nach EN2 7.4.2 (7.19)
Kriechen wird durch eine verzerrte Spannungsdehnungsline berücksichtigt.
ϕeff = ϕ0 * M0/Med (M0 aus quasi-ständ. Kombination mit ei)
Schadensfolgeklasse nach EN 1990 Tab B.1 CC2 -> KFi = 1.0 (Tab B.3)

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.147

KNICKLÄNGEN, Schlankheiten, ungewollte - und Kriech - Ausmitten :

Lf-Komb	Stab Nr.	skz (m)	λz	+-eiz (cm)	ϕeff
1	1	3.26	45.1	.81	1.56
λlim: EN 1992-1-1			33.4		

GERECHNETE KOMBINATIONEN aus 1 Lasten

Lf-Komb	K1	K2
	g C	g
1	x	. (a)

a) ohne KSNW weil: $\lambda < \lambda_{lim}$
Teilsicherheitsbeiwerte: γC = 1.50 γS = 1.15 γG = 1.35 / 1.00

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: ohne ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
1	3.260	-488.9	.00		0.112	1.69*	12.06
1	2.717	-488.9	.00		0.112	1.69*	12.06
1	2.173	-488.9	.00		0.112	1.69*	12.06
1	1.630	-488.9	.00		0.112	1.69*	12.06
1	1.087	-488.9	.00		0.112	1.69*	12.06
1	.543	-488.9	.00		0.112	1.69*	12.06
1	.000	-488.9	.00		0.112	1.69*	12.06

* Mindestlängsbewehrung nach 9.5.2 (2)

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: mit ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
1	3.260	-488.9	.00		0.112	1.69*	12.06
1	2.717	-488.9	-1.99		0.112	1.69*	12.06
1	2.173	-488.9	-3.45		0.112	1.69*	12.06
1	1.630	-488.9	-3.98		0.112	1.69*	12.06
1	1.087	-488.9	-3.45		0.112	1.69*	12.06
1	.543	-488.9	-1.99		0.112	1.69*	12.06
1	.000	-488.9	.00		0.112	1.69*	12.06

* Mindestlängsbewehrung nach 9.5.2 (2)

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: mit ea, Th.2.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
1	3.260	-488.9	.00		0.804	12.06	12.06
1	2.717	-488.9	2.14		0.804	12.06	12.06
1	2.173	-488.9	3.71		0.804	12.06	12.06
1	1.630	-488.9	4.28		0.804	12.06	12.06
1	1.087	-488.9	3.71		0.804	12.06	12.06
1	.543	-488.9	2.14		0.804	12.06	12.06
1	.000	-488.9	.00		0.804	12.06	12.06

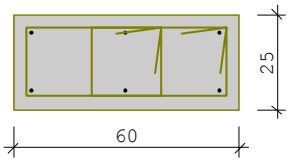
Nachweis Feuerwiderstandsdauer DIN EN 1992-1-2/NA/A1:2015-09 5.3.2(4) LfKom 1

sk,fi = Stützenlänge * 1.00 anwenderdefiniert!
Stütze L = 3.26 m L0,fi = 3.26 m a = 50.0 mm **As = 12.06 cm2**
b/h = 60.0/25.0 = 2.40 auf 1.5 begrenzt!
ω = .247 ρ = .8%
Re,fi = 71.83 mit αcc = .85
NRd aus Modellstützeniteration My = 19.8 kNm Mz = .0 kNm
μfi = N,Ed,fi / N,Rd = -296 /-2199 = .13 (5.6)
R = 120*((Re,fi + Ra + Rl + Rb + Rn)/120)^1,8)
R = 120*((71.8 + 32 + 16.7 + 27 + 0) /120)^1,8) (5.7)
Feuerwiderstandsdauer **R = 174 Min.**

Vorhandene Längsbewehrung im Stützenabschnitt

Stab Nr.		d (mm)	Af (cm2)	y1 (cm)	z1	
1	1	16	2.0	25.0	7.5	0
	2	16	2.0	25.0	-7.5	10
	3	16	2.0	-25.0	7.5	20
	4	16	2.0	-25.0	-7.5	30
	5	16	2.0	0.0	7.5	3
	6	16	2.0	0.0	-7.5	13

vorh As = 12.06 cm2



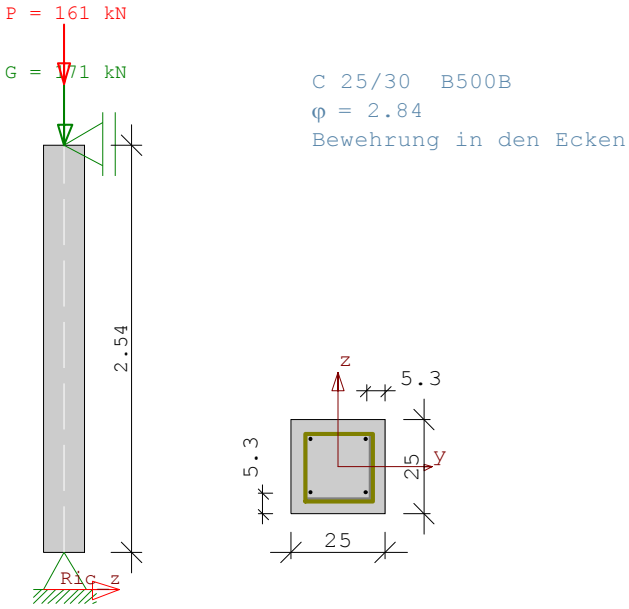
Bügel d = 10 mm
Betondeckung: c1 = 3.5 cm
Bewehrungslage: b1 = 5.0 cm
Bemessung kalt: erf As = 12.06 cm2

Position: S-01-UG Achse b/7

Stahlbetonstütze B5 01/2019/E (FRILO R-2023-1-x86)

PENDELSTÜTZE, Rechteck, 1-achsig beansprucht in z-Richtung (um y)

Berechnungsgrundlage: DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
E = 31000 N/mm2 ρ = 2500 kg/m3



1 Mcry = 6.68 kNm Mcrz = 6.68 kNm

KNOTEN - LASTEN :

LfNr	KNr	V (kN)	ey (cm)	ez (cm)	Py (kN)	Pz (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	EWG	Zus	Alt
1	2	171.00	.	.	.	.	.	.		.	g
		161.00	.	.	.	.	.	.	C	.	p
		3.97 (Eigengewicht)									

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
C	1	Versammlungsräume	0.70	0.70	0.60	1.50

Weitere Berechnungsgrundlagen:

Genauigkeit Gkn = 7.60e-10
Anzahl der Unterelemente je Stababschnitt: 6
Arbeitslinie des Betons für die Verf.-Berechnung EN 1992-1-1 3.1.5
Berechnung der Betondruckkraft ohne Abzug der Bewehrung.
Bei n > -0.10 : eff EI nach EN2 7.4.2 (7.19)
Kriechen wird durch eine verzerrte Spannungsdehnungsline berücksichtigt.
ϕeff = ϕ0 * M0/Med (M0 aus quasi-ständ. Kombination mit ei)
Schadensfolgeklasse nach EN 1990 Tab B.1 CC2 -> KFi = 1.0 (Tab B.3)

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.147

KNICKLÄNGEN, Schlankheiten, ungewollte - und Kriech - Ausmitten :

Lf-Komb	Stab Nr.	skz (m)	λz	+-eiz (cm)	ϕeff
1	1	2.54	35.2	.63	1.62
λlim: EN 1992-1-1			25.0		

GERECHNETE KOMBINATIONEN aus 1 Lasten

Lf-Komb	K1	K2
	g C	g
1	x	.

Teilsicherheitsbeiwerte: γC = 1.50 γS = 1.15 γG = 1.35 / 1.00

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: ohne ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
1	2.540	-477.7	.00		0.264	1.65*	8.04
1	2.117	-477.7	.00		0.264	1.65*	8.04
1	1.693	-477.7	.00		0.264	1.65*	8.04
1	1.270	-477.7	.00		0.264	1.65*	8.04
1	.847	-477.7	.00		0.264	1.65*	8.04
1	.423	-477.7	.00		0.264	1.65*	8.04
1	.000	-477.7	.00		0.264	1.65*	8.04

* Mindestlängsbewehrung nach 9.5.2 (2)

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: mit ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
1	2.540	-477.7	.00		0.264	1.65*	8.04
1	2.117	-477.7	-1.51		0.264	1.65*	8.04
1	1.693	-477.7	-2.63		0.264	1.65*	8.04
1	1.270	-477.7	-3.03		0.264	1.65*	8.04
1	.847	-477.7	-2.63		0.264	1.65*	8.04
1	.423	-477.7	-1.51		0.264	1.65*	8.04
1	.000	-477.7	.00		0.264	1.65*	8.04

* Mindestlängsbewehrung nach 9.5.2 (2)

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: mit ea, Th.2.O.

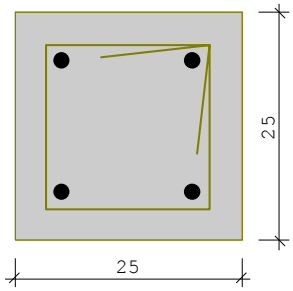
Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm2)	Asvor (cm2)
1	2.540	-477.7	.00		1.286	8.04	8.04
1	2.117	-477.7	1.68		1.286	8.04	8.04
1	1.693	-477.7	2.92		1.286	8.04	8.04
1	1.270	-477.7	3.37		1.286	8.04	8.04
1	.847	-477.7	2.92		1.286	8.04	8.04
1	.423	-477.7	1.68		1.286	8.04	8.04
1	.000	-477.7	.00		1.286	8.04	8.04

Nachweis Feuerwiderstandsdauer DIN EN 1992-1-2/NA/A1:2015-09 5.3.2(4) LfKom 1

sk,fi = Stützenlänge * 1.00 anwenderdefiniert!
Stütze L = 2.54 m L0,fi = 2.54 m a = 53.0 mm **As = 8.04 cm2**
ω = .395 ρ = 1.3%
Re,fi = 61.27 mit αcc = .85
NRd aus Modellstützeniteration My = 11.4 kNm Mz = .0 kNm
μfi = N,Ed,fi / N,Rd = -288 /-1099 = .26 (5.6)
R = 120*((Re,fi + Ra + Rl + Rb + Rn)/120)^1,8)
R = 120*((61.3 + 36.8 + 23.6 + 22.5 + 0) /120)^1,8) (5.7)
Feuerwiderstandsdauer **R = 168 Min.**

Vorhandene Längsbewehrung im Stützenabschnitt

Stab Nr.		d (mm)	Af (cm2)	y1 (cm)	z1	
1	1	16	2.0	7.2	7.2	0
	2	16	2.0	7.2	-7.2	10
	3	16	2.0	-7.2	7.2	20
	4	16	2.0	-7.2	-7.2	30
vorh As = 8.04 cm2						



Bügel d = 10 mm
Betondeckung: c1 = 3.5 cm
Bewehrungslage: b1 = 5.3 cm
Bemessung kalt: erf As = 8.04 cm2

7.3.4 Hinweise zur Ausführungsplanung

Wenn nicht anders angegeben gelten für alle Stützen die folgenden Allgemeinen Bewehrungsregeln:

- Längsbewehrung: gemäß Bemessung

- Horizontale Bügel:

  ∅ 8/15 bzw. 7.5 bei bis ∅ 20 längs;

  ∅ 10/15 bzw. 7.5 ab ∅ 25 längs;

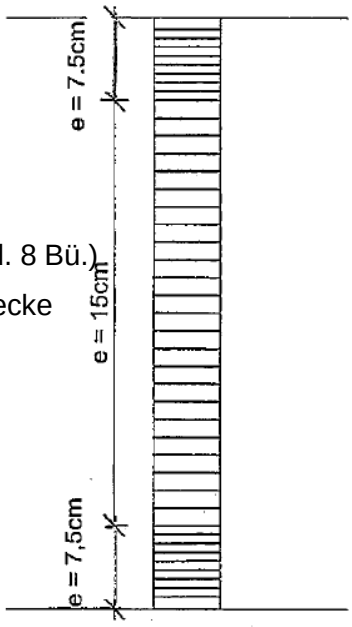
-

- Abstand Hauptbügel: e = 15 cm im Mittelbereich

  e = 7,5 cm mind. 50 cm unter Unterzug (mind. 8 Bü.)

  e = 7,5 cm im gesamten Stoßbereich über Decke

Querbewehrung (Bügel)



Bewehrungswahl und Angaben siehe Kap. 6.5 / Seite 4

8 Bodenplatte / Gründung

8.1 Vorbemerkungen

8.1.1 Allgemeines

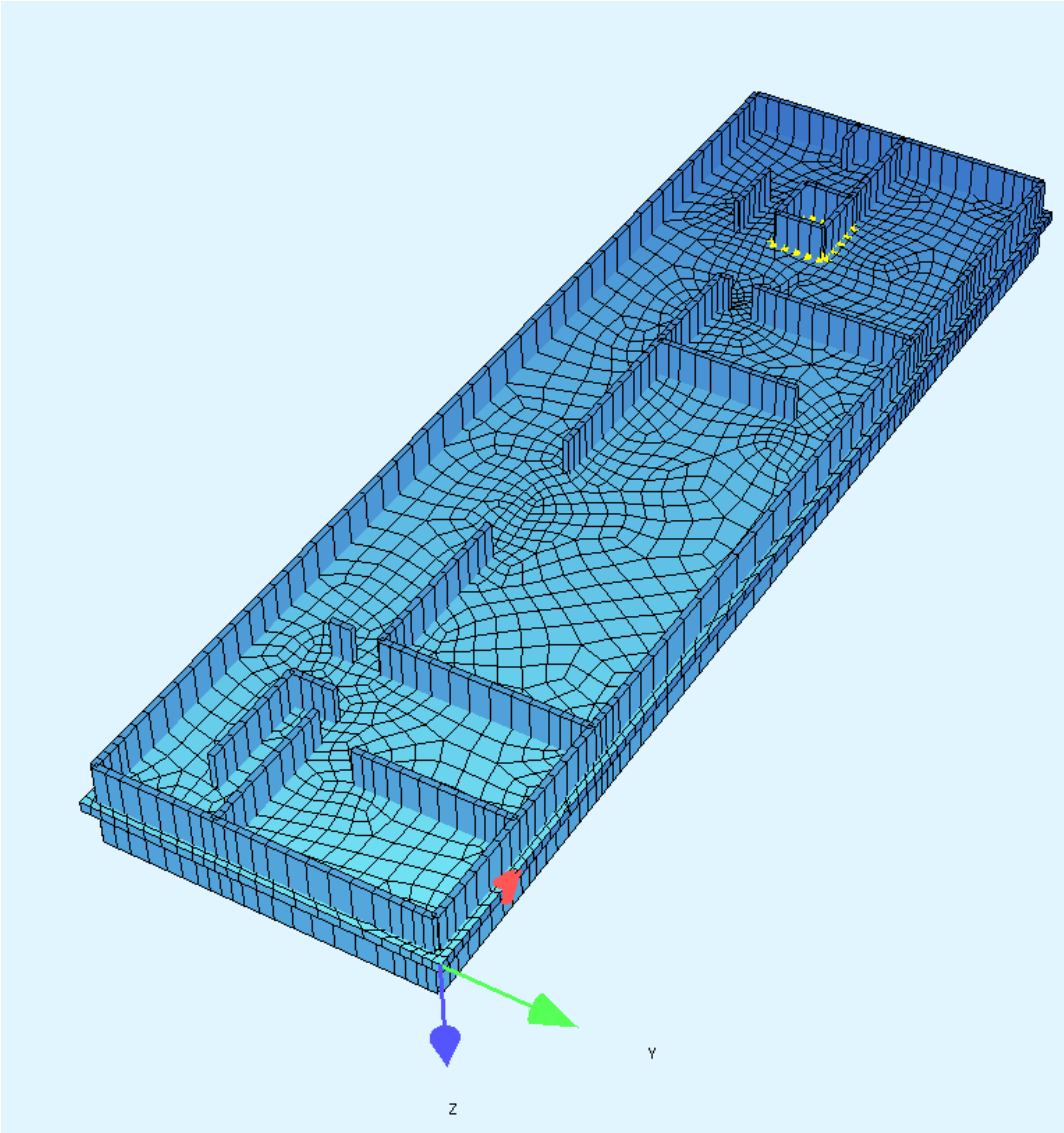
Eine allgemeine Erläuterung zum Tragwerk und weitergehende, hier nicht aufgeführte Angaben, zu z.B. Baustoffeigenschaften, Betonnachbehandlung, Bauablauf und weitere konstruktive Maßnahmen, sind der Kap. 1 Baubeschreibung Tragwerk zu entnehmen.

Die schlaff bewehrte Stahlbetonbodenplatte wird fugenlos mit einer Dicke von h = 40 cm ausgebildet

Angaben zur Mindestbewehrung unter Zwangseinwirkungen siehe Pos. 8.3.4.

Die Berechnung erfolgt mit dem FE-Programm Sofistik als elastisch gebettete Platte.

Die Berechnung der Bodenplatte erfolgt mit dem Programm „Sofistik“ 2022.



Gemäß Bodengutachten vom 21.09.2022 von der BBiG kann folgender Bettungsmodul angesetzt werden:

ks = 12 bis 14 MN/m³

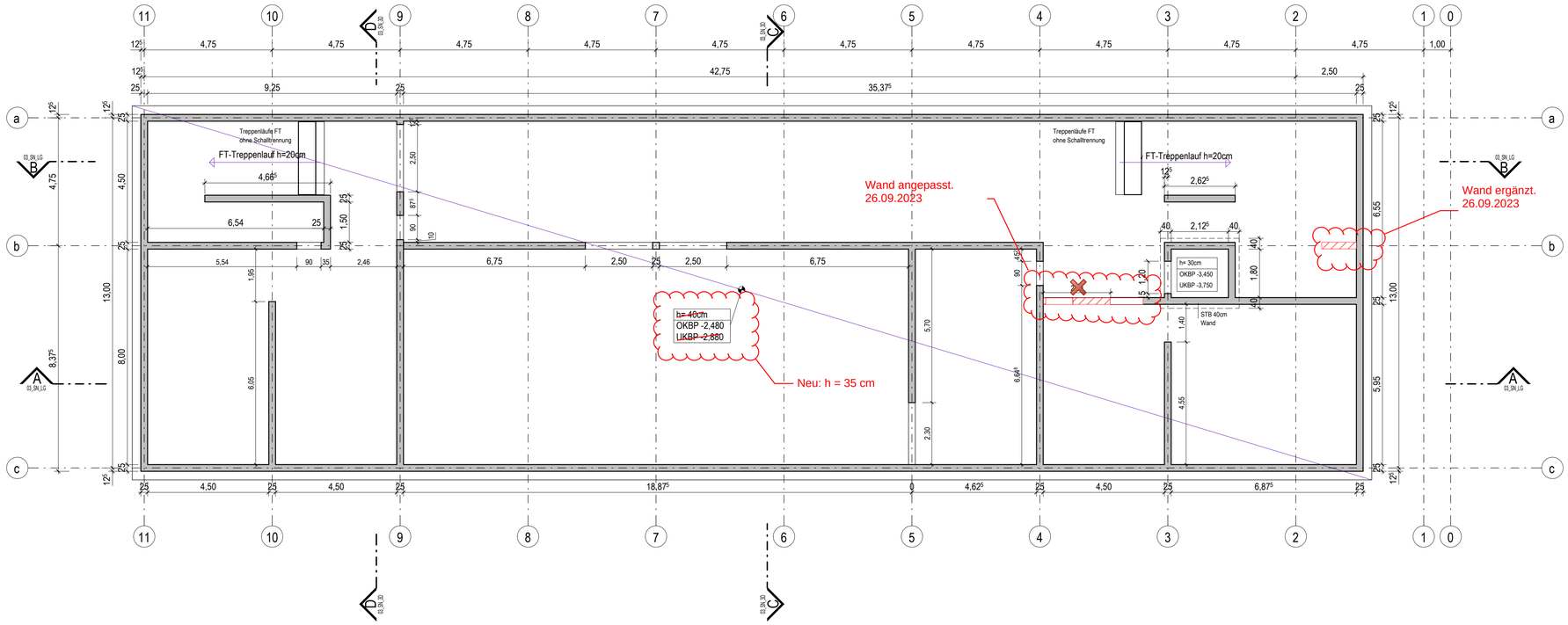
Innerhalb eines 80 cm breiten Randstreifens kann ein um das 1,5-fach erhöhter Bettungsmodul in die Bemessung einfließen.

Setzungen werden jeweils relativ kurzzeitig nach Lasteintragung eintreten, d.h. der überwiegende Teil der Setzungen wird bereits im Zuge der Bauausführung abklingen.

Die Bodenplatte wird grundsätzlich von oben gedämmt, somit findet diese keine Berücksichtigung in dem Bettungsmodul.

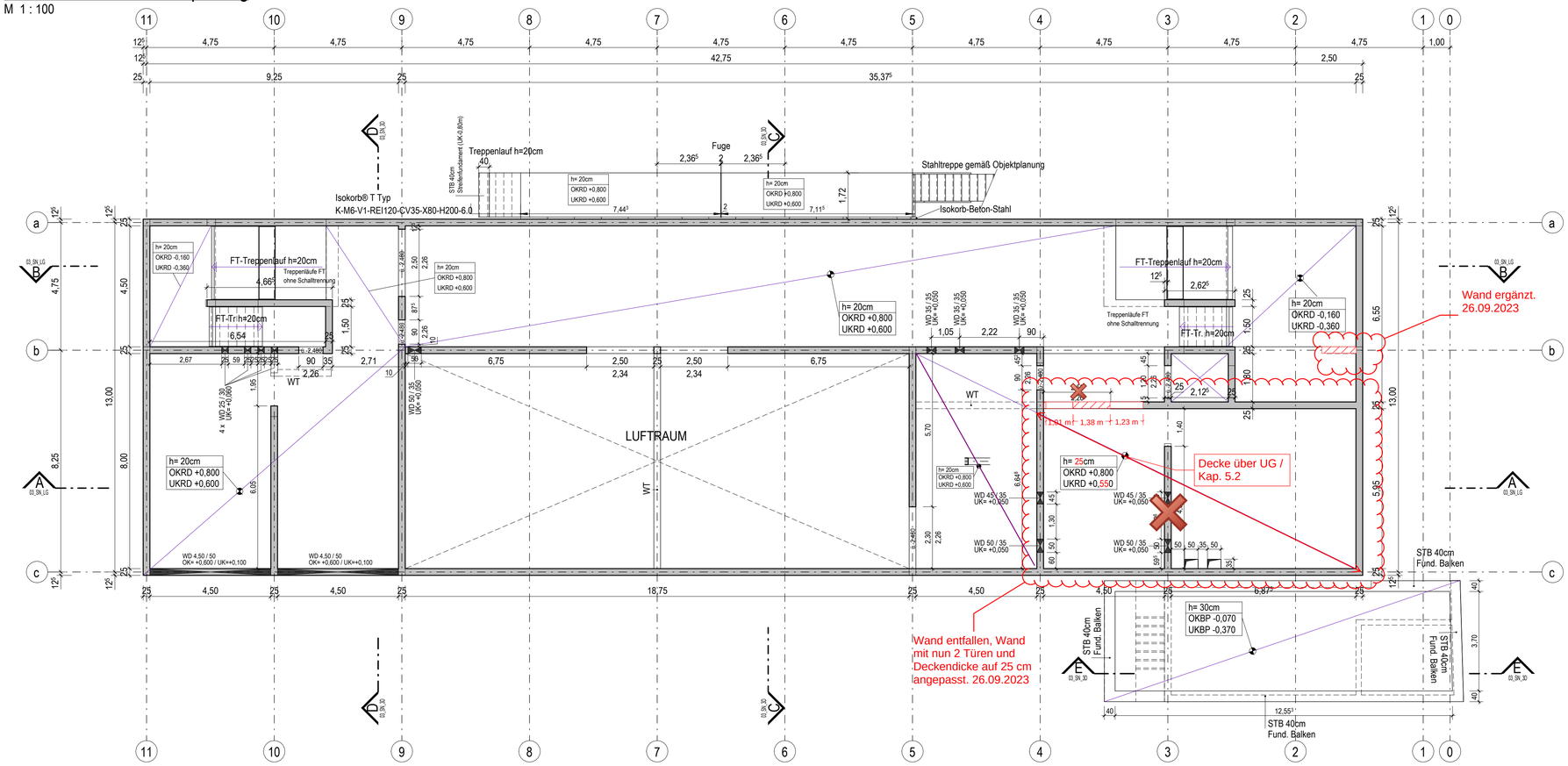
Draufsicht Fundamente / Entwurfsplanung

M 1 : 100



Decke über UG / Entwurfsplanung

M 1 : 100



Hinweise:

Höchster Grundwasserstand zeHGW= +42,40 NHN (siehe auch Bodengutachten BBiG v. 21.09.2022)
± 0.000 = +48.50m NHN

Bezeichnungen:

UZ	Unterzug	VS	Verbundstütze	OK	Oberkante / UK Unterkante
ÜZ	Überzug	FT	Fertigteil	n.t.	nicht tragend
WT	wandartiger Träger	HFT	Halbfertigteil		
VT	Verbundträger	STB	Stahlbeton - Ortbeton		
DD	Deckendurchbruch	BSH	Brettschichtholz		
DS	Deckenschlitz	BSP	Brettsperrholz		
WD	Wanddurchbruch	HTW	Holztafelwände		
WS	Wandschlitz	NH	Nadelvollholz		

- Die Pläne gelten nur in Verbindung mit dem Entwurfsbericht von Leonhardt, Andrä und Partner VBI AG.
- Der Auftragnehmer ist dazu verpflichtet, alle ihm übergebenen Unterlagen auf ihre Übereinstimmung und Richtigkeit zu prüfen (vgl. DIN 1961, § 3).
- Unstimmigkeiten sind dem Auftraggeber rechtzeitig vor Beginn der Genehmigungsplanung mitzuteilen.
- Höhenangaben sind auf OKRD bezogen. Nichttragende Bauteile (Mauerwerk, Fassaden-Fertigteile etc.) sind den Entwurfsplänen des Objektplaners zu entnehmen.
- Alle statisch relevanten Durchbrüche sind, soweit bekannt, entsprechend den Angaben der Objektplanung und Haustechnik im Plan dargestellt.
- Folgende Durchbrüche sind statisch relevant und vollständig zum Abschluss der Entwurfsplanung anzugeben:
  1. Durchbrüche mit einer Kantenlänge von 40 cm und größer
  2. Alle Deckendurchbrüche an Stützen, Wandenden und Wandecken im Abstand kleiner 5x Deckendicke
  3. Durchbrüche in Unter- und Überzügen mit Durchmesser größer als 1/4 der Steghöhe (UZ-Teil unter/über der Decke)
  4. Mehrere kleinere Durchbrüche oder Einlegeteile sind wie eine große Durchführung zu betrachten, wenn der lichte Abstand kleiner als 25cm ODER kleiner als die Abmessung ist.

Stand Entwurfsplanung Architekt: 14.07.2023

Betongüte, wenn nicht anders angegeben:
- Bodenplatten und Außenwände UG C 25/30
- Innen- und Außenwände ab EG i. Allg. C 25/30
- Decken und Unterzüge i. Allg. C 25/30
- Stützen(Innenstützen und Fassadenstützen) i. Allg. C 25/30
- Sauberkeitsschicht C 12/15

Bewehrungsstahl: B 500 B (f_{yk}=500 N/mm²), gemäß DIN 488
Konstruktionsstahl: S 235 JR, gemäß DIN EN 10025-2

- Schnittkante
- Sichtkante
- verdeckte Kante
- Stahlbeton C.../...(Regelfestigkeit) Abweichungen angegeben
- Deckendurchbruch
- Deckenschlitz
- Wanddurchbruch
- Wandschlitz
- VS Verbundstützen
- HTW Holztafelwand
- NH Nadelvollholz
- BSH Brettschichtholz
- Überzug b/h (einschl. Decke) z.B. ÜZ 20/50
- Unterzug b/h (einschl. Decke) z.B. UZ 30/40
- Höhenkote Schnitt
- Höhenkote Grundriss
- Stahlbeton Fertigteil

Wandartige Träger (WT) sind im Bauzustand bis zur Tragfähigkeit der obersten angeschlossenen Decke zu unterstützen!

H23 11481 Seite 3 a
~~06.10.2023~~ Pos. 8

18.04.2024

Index	Änderung	gez.	Datum

Entwurfsplanung

Projekt: Jugendfreizeiteinrichtung MAXIM
Charlottenburger Straße 117 in 13086 Berlin

Freigabe Architekt: | Freigabe Prüfingenieur:

Planinhalt: Tragwerksübersicht Fundamente und Decke über EG

Datum:	14.07.2023
Gezeichnet:	Wa
Geprüft:	KM
Maßstab:	1: 100
Auftragsnummer:	H23-11481
Plan-Nr.:	03_FN_UG
Index	

Bauherr: Bezirksamt Pankow von Berlin, Abt. Jugend und Familie /Jugendamt, Berliner Allee 252-260, 13088 Berlin

Architekt: jan große architekten, danziger straße 168, 10407 berlin, tel. 030-4280 2670, buero@grosse-architekten.de

Fachplaner: Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG
Rosenthaler Str. 40/41, 10178 Berlin
Fon +49(0)30 283983-0
berlin@lap-consult.com

14.07.2023 07:32:04

594x841

8.2 Geometrie, System und Einwirkungen

8.2.1 System und Material

Die Bodenplatte wird als Stahlbetonplatte hergestellt.

Geometrie und System:

siehe nächste Seiten

Material: Beton C25/30 (Bodenplatte)
Betonstahl B500B (hochduktil)
nach DIN EN 1992-1-1 und DIN 488

Plattendicken: h_1 = 0,35 m (Bodenplatte)

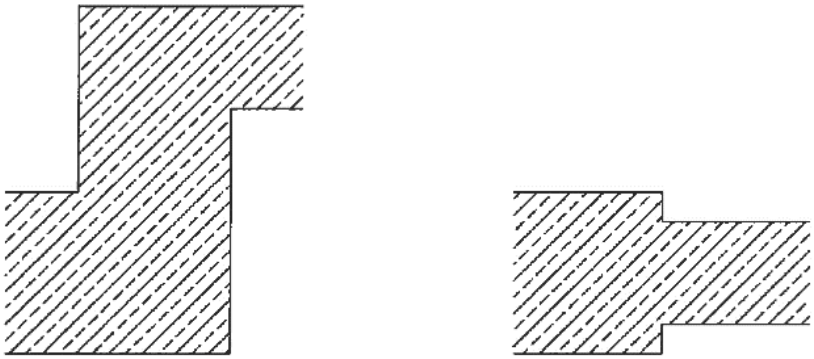
Bettungsziffern: k_s = 12.000 kN/m³
k_s = 18.000 kN/m³ (Randstreifen ca. 2 x h_{Bopla})
kann auf einem 0,80 m breitem Randstreifen angesetzt werden

Die nachfolgenden Skizzen stellen ggf. die Modellierung der Bodenplatte in Bereichen von Höhenversprüngen bzw. Querschnittsänderungen dar.

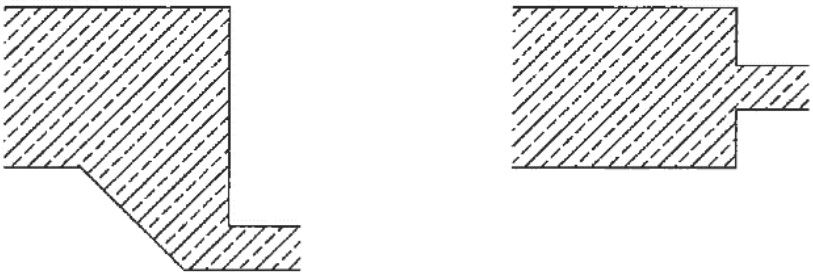
Reduzierung der Bodenplattenstärke:



Höhenversprung



Pumpensumpf:

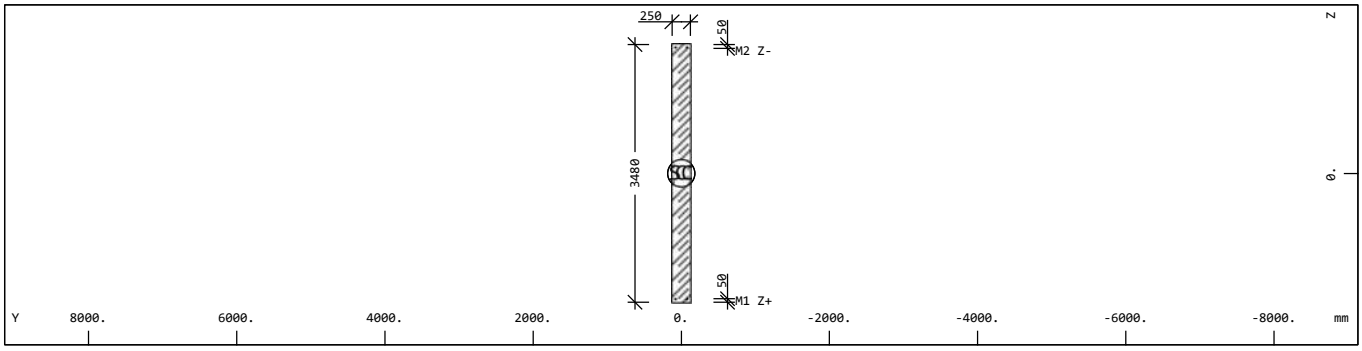


Decke über UG JFE_MAXIM
Querschnitte

Materialien

Mat	Materialbezeichnung
1	C 25/30 (EN 1992)
2	B 500 B (EN 1992)
3	S 355 (EN 1993)

Querschnitt Nr. 1 - B/H = 250 / 3480 mm



Querschnitt Nr. 1 - B/H = 250 / 3480 mm

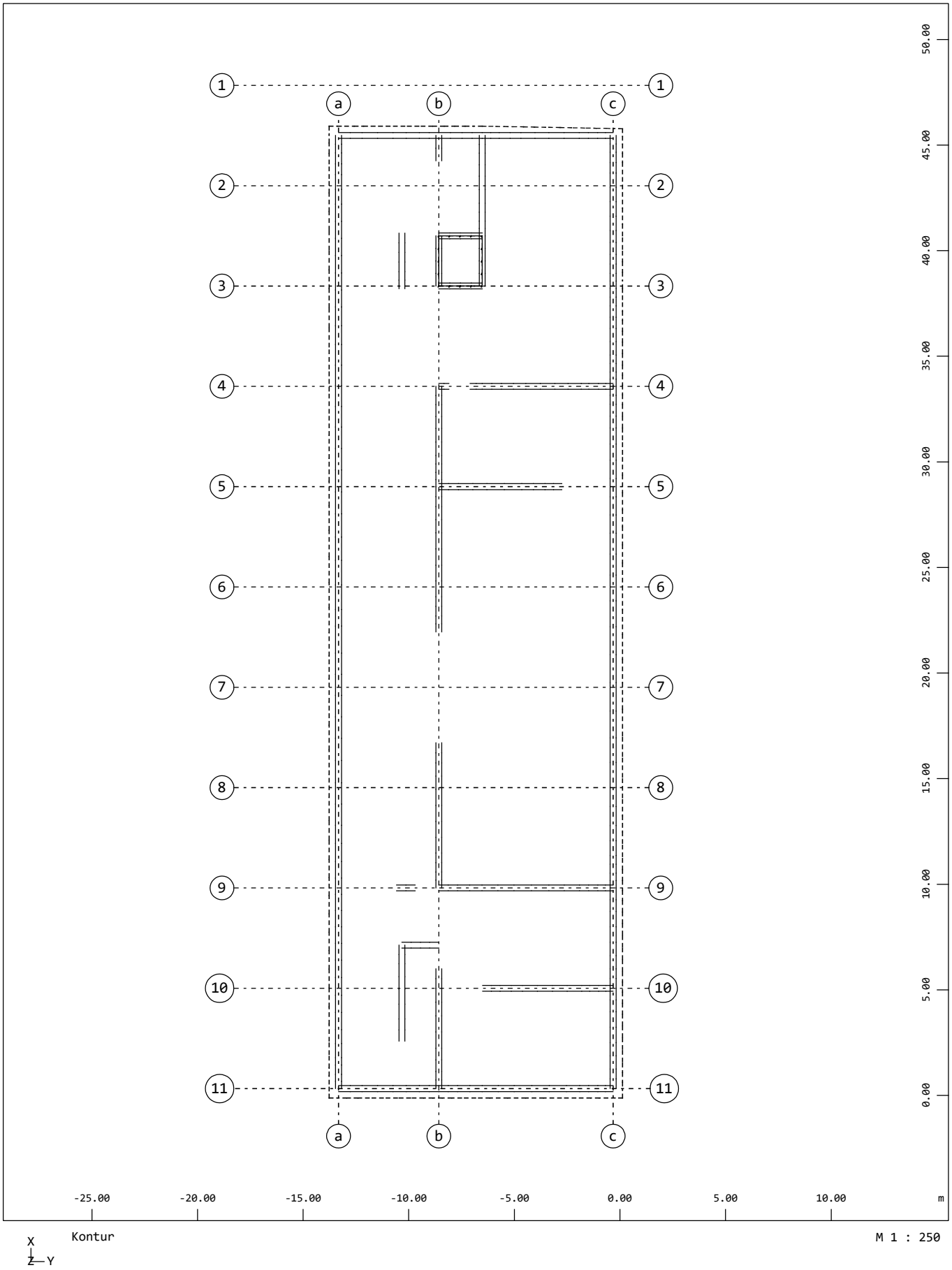
Rechteck/Plattenbalken

H[mm]	Ho[mm]	Aso[cm2]	Do[mm]	So[mm]	a[mm]	B-eff[mm]
B[mm]	Bo[mm]	Asu[cm2]	Du[mm]	Su[mm]	a-min[mm]	incl[°]
		As-type	Ds[mm]	Ss[mm]	a-max[mm]	Ass[cm2/m2]
3480.0		3.08	14	50.0	150.0	100.0
250.0		4.02	16	50.0	36.0	90.0
		ASYM	10	50.0		8.21

H[mm]	Höhe	B[mm]	Breite
Ho[mm]	obere Höhe des Querschnitts	Bo[mm]	obere Breite des Querschnitts
Aso[cm2],Asu[cm2]	Bewehrungsfläche	a-min[mm]	minimaler Stababstand
Do[mm],Du[mm],Ds[mm]	Stabdurchmesser	incl[°]	Neigung der Bügel
So[mm],Su[mm],Ss[mm]	statischer Randabstand	a-max[mm]	maximaler Stababstand
a[mm]	Stababstand	Ass[cm2/m2]	Bügelbewehrung
B-eff[mm]	effektive Breite		

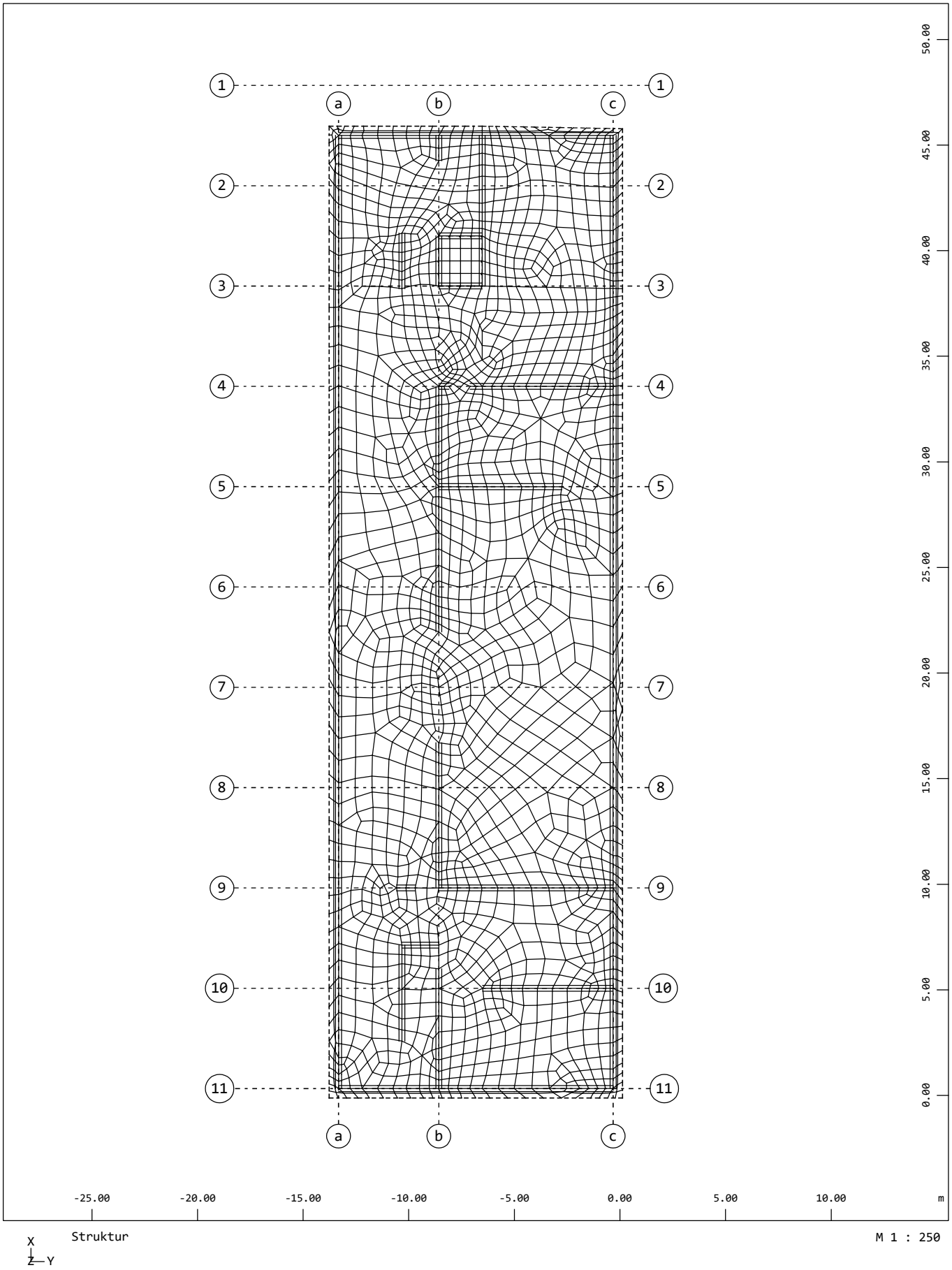
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Geometrie und System



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Geometrie und System

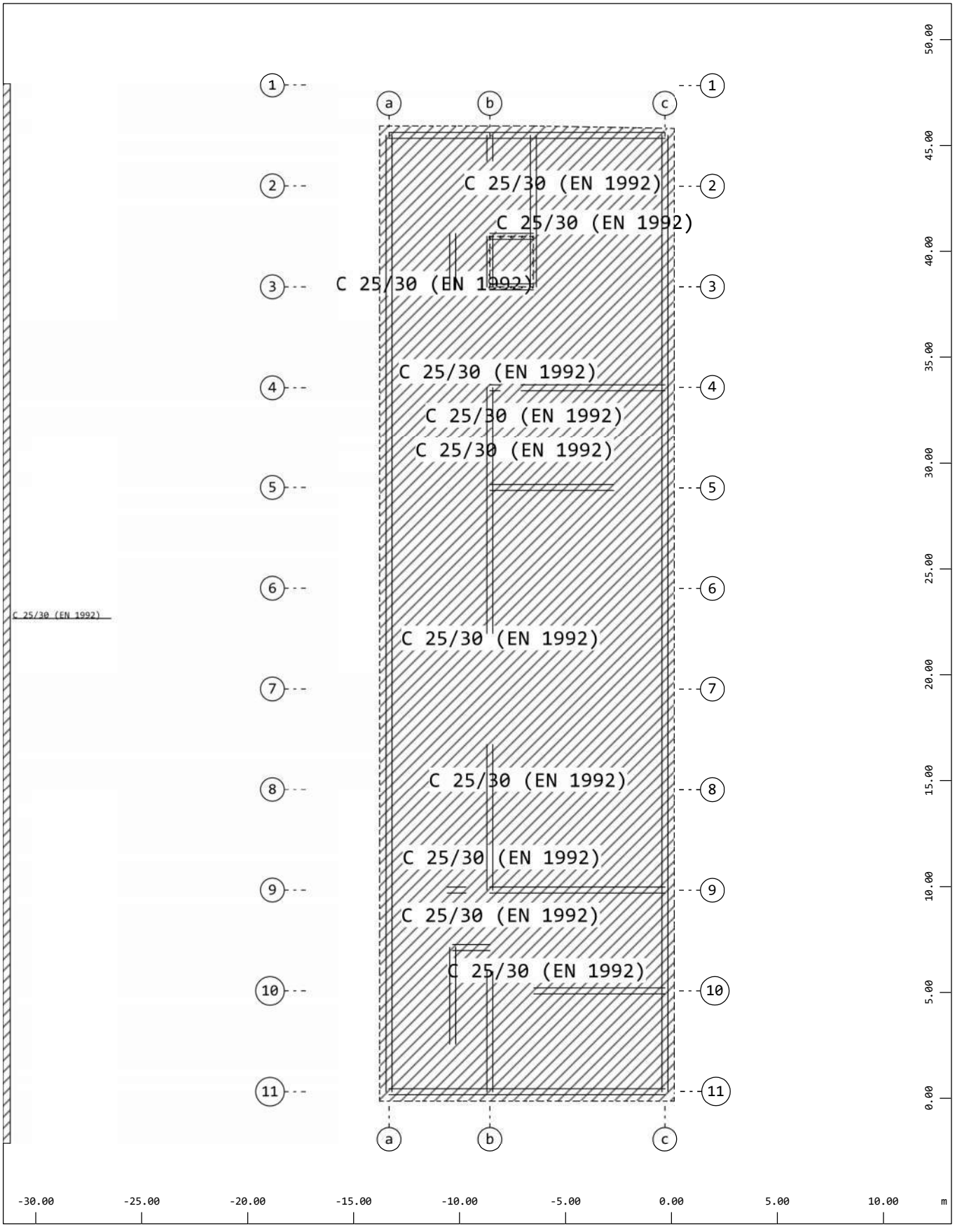


Struktur

M 1 : 250

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Geometrie und System



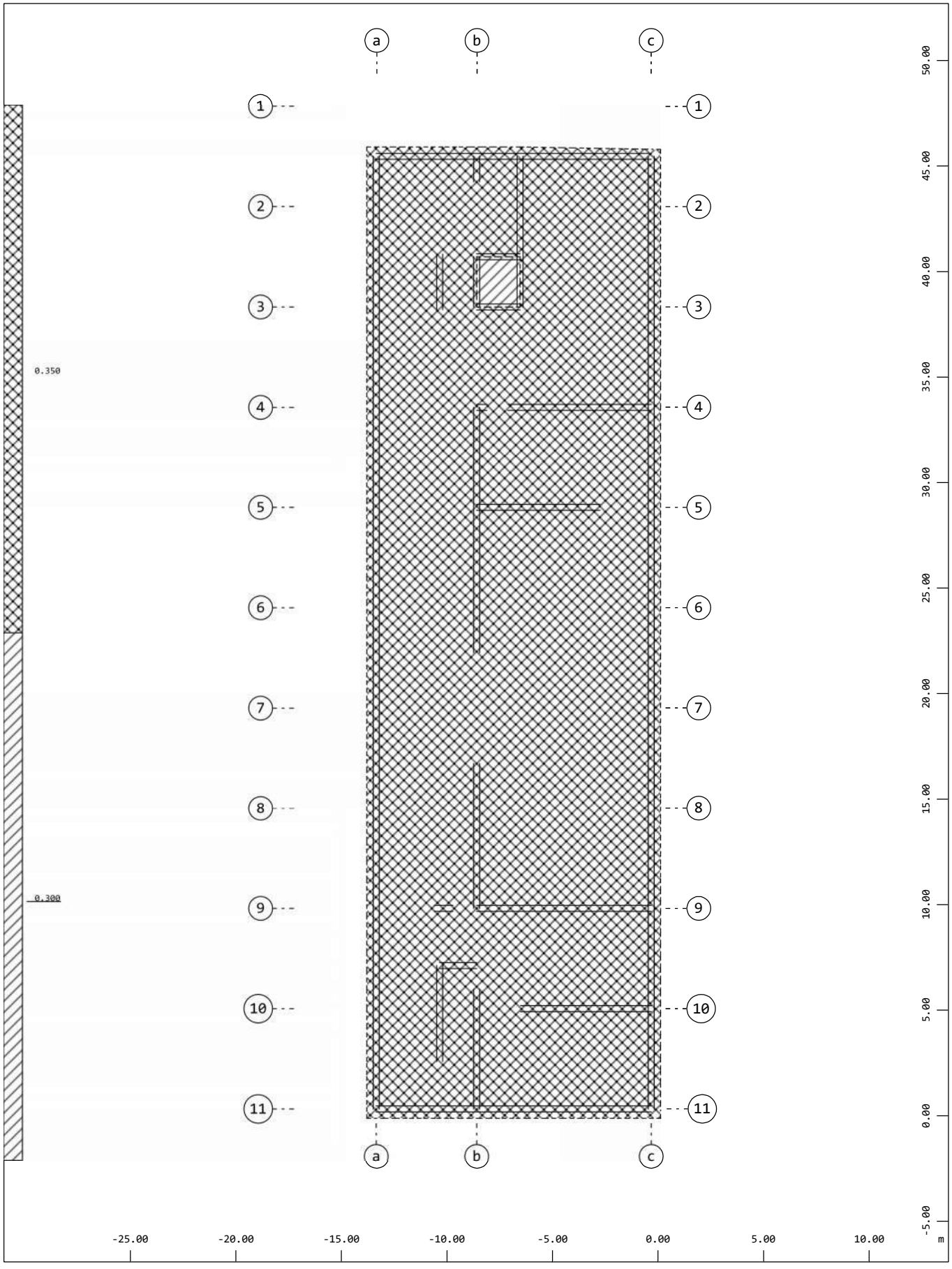
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Flächenelemente , Materialbezeichnungen

M 1 : 250

X
Z Y

JFE_MAXIM_Bodenplatte_h=35cm
Geometrie und System



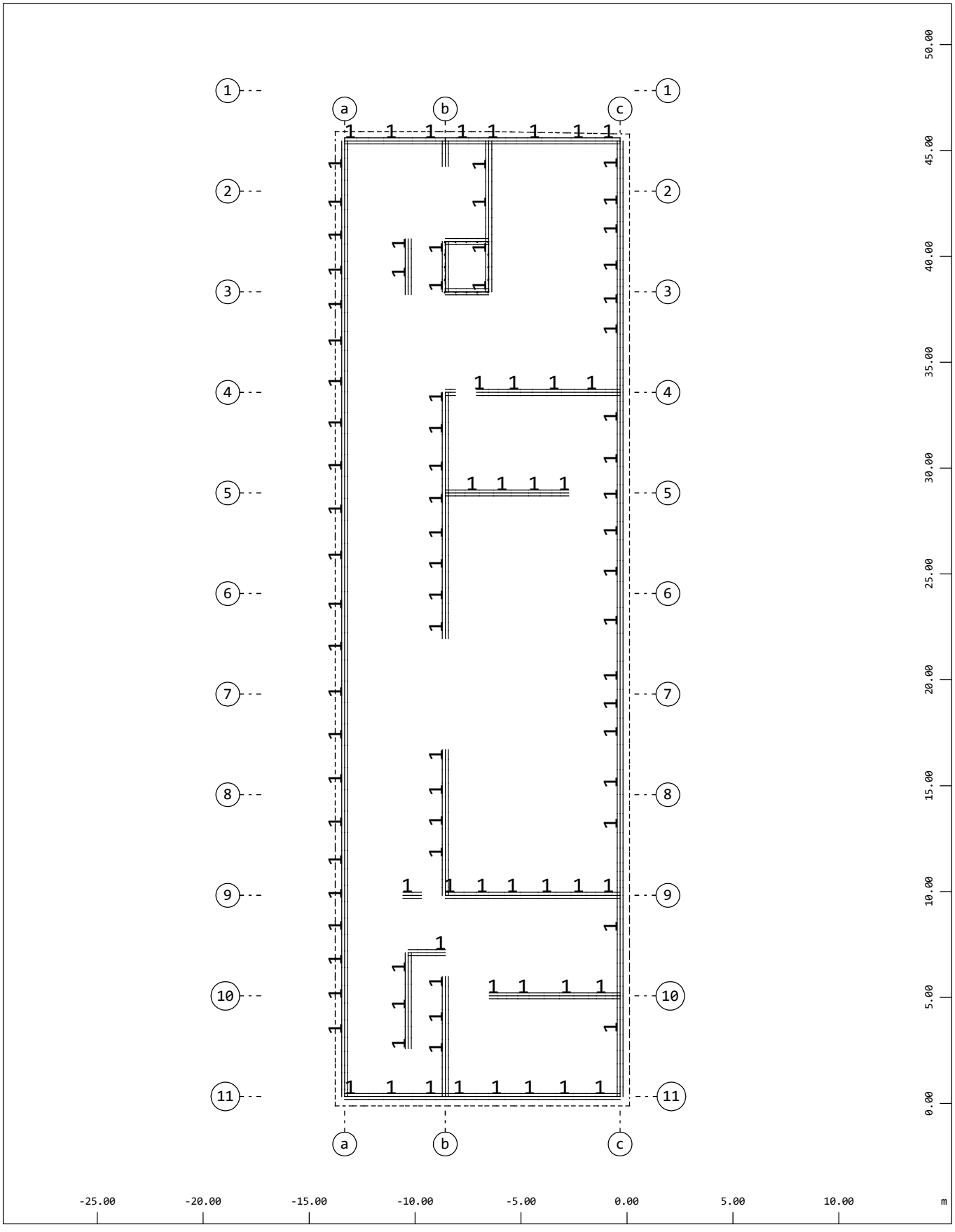
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Mittlere QUAD-Elementdicke in m, Werte über 10.0 (Max=0.350)

M 1 : 250

X
Z Y

Decke über UG JFE_MAXIM
Geometrie und System



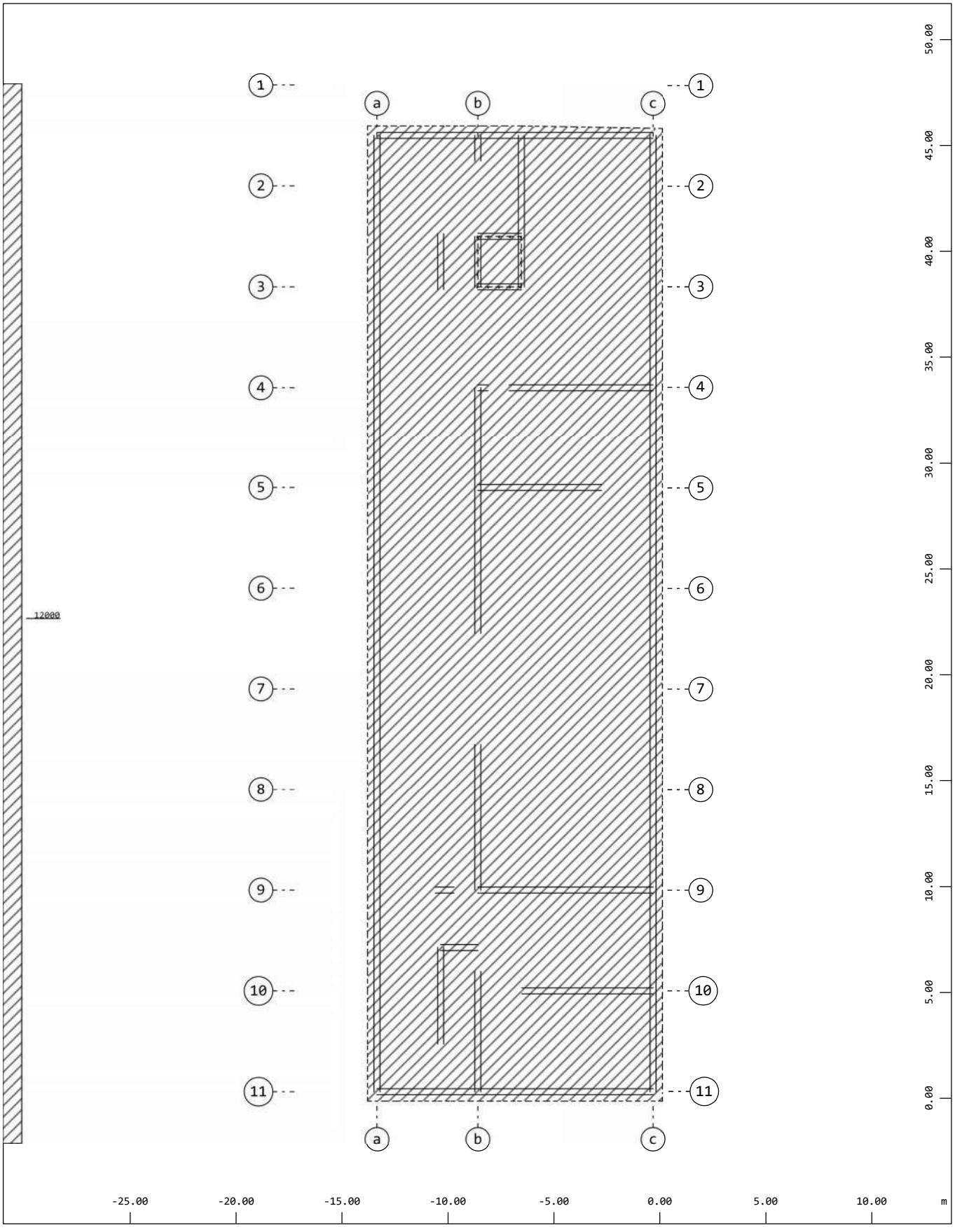
X
Z Y

Stabelemente , Querschnittsnummern (Max=1)

M 1 : 250

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Geometrie und System



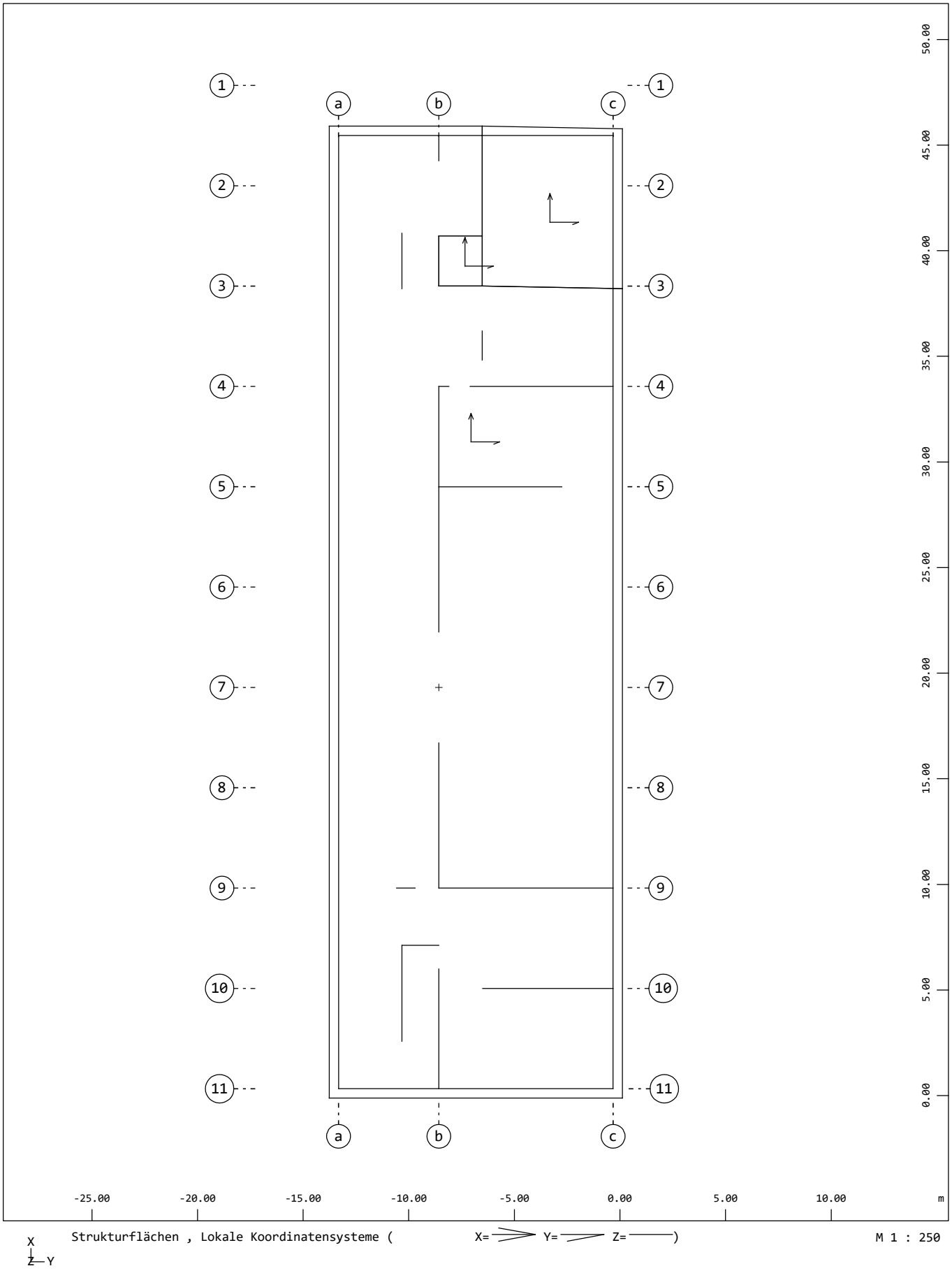
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Plattenbettung im Element in kN/m3 (Max=12000.)

M 1 : 250

X
Z Y

Decke über UG JFE_MAXIM
Geometrie und System



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

8.2.2 Einwirkungen

Die Einwirkungen aus den Wänden und Stützen der vertikal aufgehenden Gebäudeteile werden den Ergebnissen in Pos. 5.1, 5.2 und 4.2 entnommen.

Lastannahmen siehe Pos. 2 bzw. Lastenpläne.

Die Lasten aus Wind und Lotabweichung werden aufgrund der Wandanzahl und Wandlängen vernachlässigt.

<u>Ständige Einwirkungen:</u>

LF 10: Eigenlast der Bodenplatte
Das Eigengewicht der Sohlplatte und der Betonwände (Überzüge) wird programmintern ermittelt.

$g_{k,1}$ = 25,00 kN/m³ x h ≙ 25 x 0,40 = 10,0 kN/m²

LF 11: Ausbaulasten gemäß Lastannahmen Pos. 2

$g_{k,2}$ = 2,50 kN/m²

LF 11: Treppenlasten unterer Lauf gemäß Pos. 4.2

$g_{k,3}$ = 16,50 kN/m²

LF 12: Außenwand hier nur Ausbau gemäß Kap.4.2

$g_{k,4}$ = 11,4 kN/m

LF 13: Innenwand hier nur Ausbau gemäß Kap.4.2

$g_{k,5}$ = 1,85 kN/m²

LF 101: Import Auflagerreaktionen ständige Einwirkungen aus Decke ü. EG / LF 1001

Veränderliche Einwirkungen:

LF 21: Nutzlasten gemäß Lastannahmen, Pos. 2

$q_{k,1}$ = 5,00 kN/m²

LF 30: Treppenlasten unterer Lauf gemäß Pos. 4.2

$q_{k,1}$ = 9,3 kN/m

LF 30: Aufzug gemäß Pos. 2.1

$Q_{k,1}$ = 50 kN

LF 201: Import Auflagerreaktionen Nutzlasten aus Decke ü. EG / LF 2001

Zusätzliche Lastfallkombinationen:

LF 100: G Ebenensumme (ständige Lasten)

LF 200: Q Ebenensumme (veränderliche Lasten)

Summe aus der betrachteten Ebene plus Decke über UG

LF 1001: LF 100 + 101 Auflagerlasten aus Decke UG Export

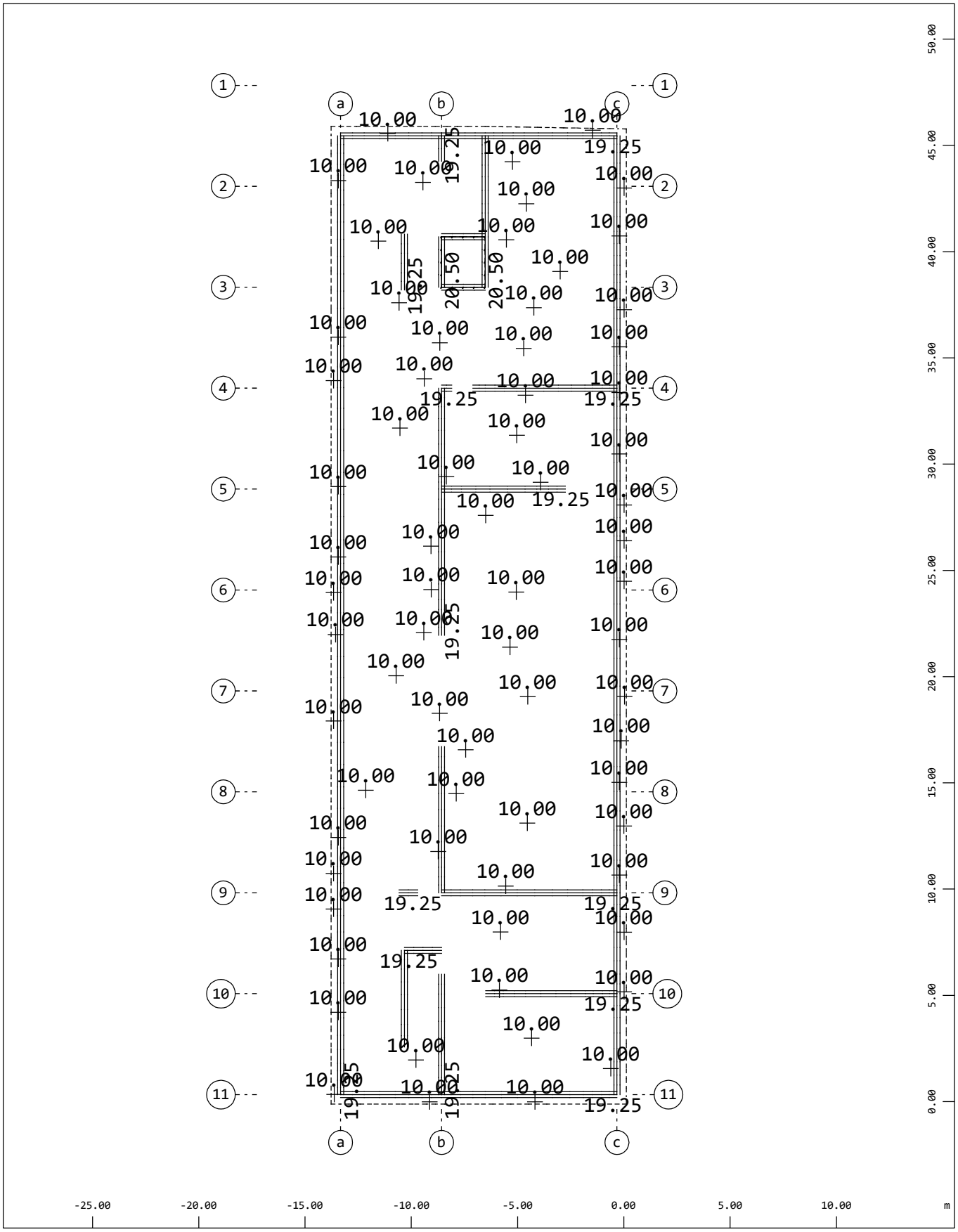
LF 2001: LF 200 + 201 Auflagerlasten aus Decke UG Export

Ausgabe aus SOiSTiK

Summe der Auflagerkräfte und Lasten

Lastfall	Σ(Reaktionen) X[kN]	Y[kN]	Z[kN]	Bezeichnung
	Σ(Lasten)			
10	0.0	0.0	-9358.3	Eigengewicht
	0.0	0.0	9358.3	
11	0.0	0.0	-1687.6	Ausbaulasten
	0.0	0.0	1687.6	
12	0.0	0.0	-1325.2	Außenwände
	0.0	0.0	1325.2	
13	0.0	0.0	-142.1	Innenwände
	0.0	0.0	142.1	
21	0.0	0.0	-3193.7	Nutzlast und Install
	0.0	0.0	3193.7	
30	0.0	0.0	-151.1	Q_Treppen
	0.0	0.0	151.1	
100	0.0	0.0	-12513.2	LF10 + LF11 + LF12 + LF13
	0.0	0.0	12513.2	
101	0.0	0.0	-15459.5	G_UG_Import
	0.0	0.0	15459.5	
200	0.0	0.0	-3344.8	Nutzlast Q LF21 und LF30
	0.0	0.0	3344.8	
201	0.0	0.0	-7427.7	Q_UG_Import
	0.0	0.0	7427.7	
1001	0.0	0.0	-27972.7	G Gesamtsumme
	0.0	0.0	27972.8	
2001	0.0	0.0	-10772.5	Q Gesamtsumme
	0.0	0.0	10772.5	

Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen



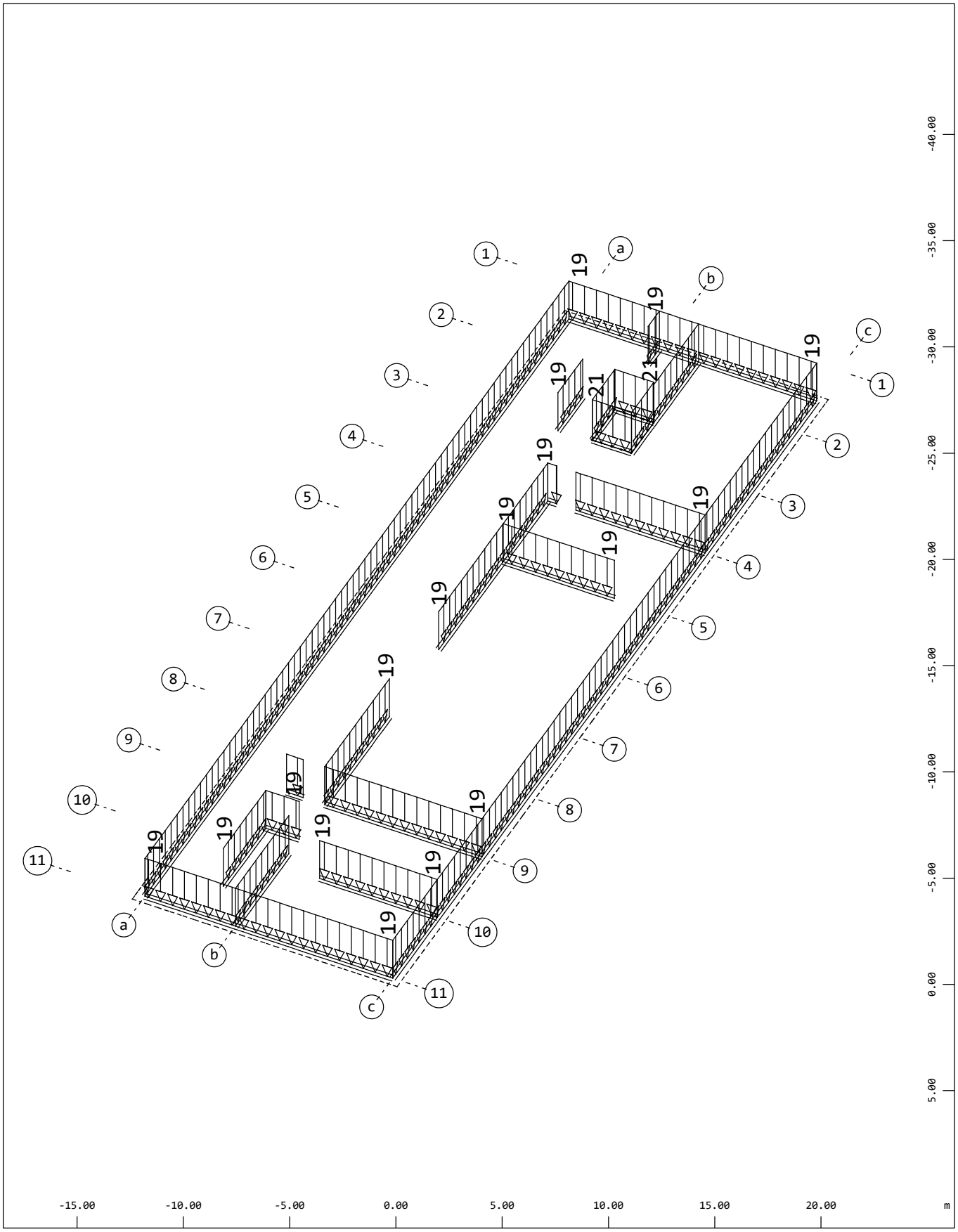
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

X
Z Y

Eigengewicht in globale Richtungen, Lastfall 10 Eigengewicht ,
QUAD-Flächeneigengewicht in global Z im Element(Max=10.0kN/m2), Stabeigengewicht in global Z(Max=20.5kN/m)

M 1 : 250

Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen

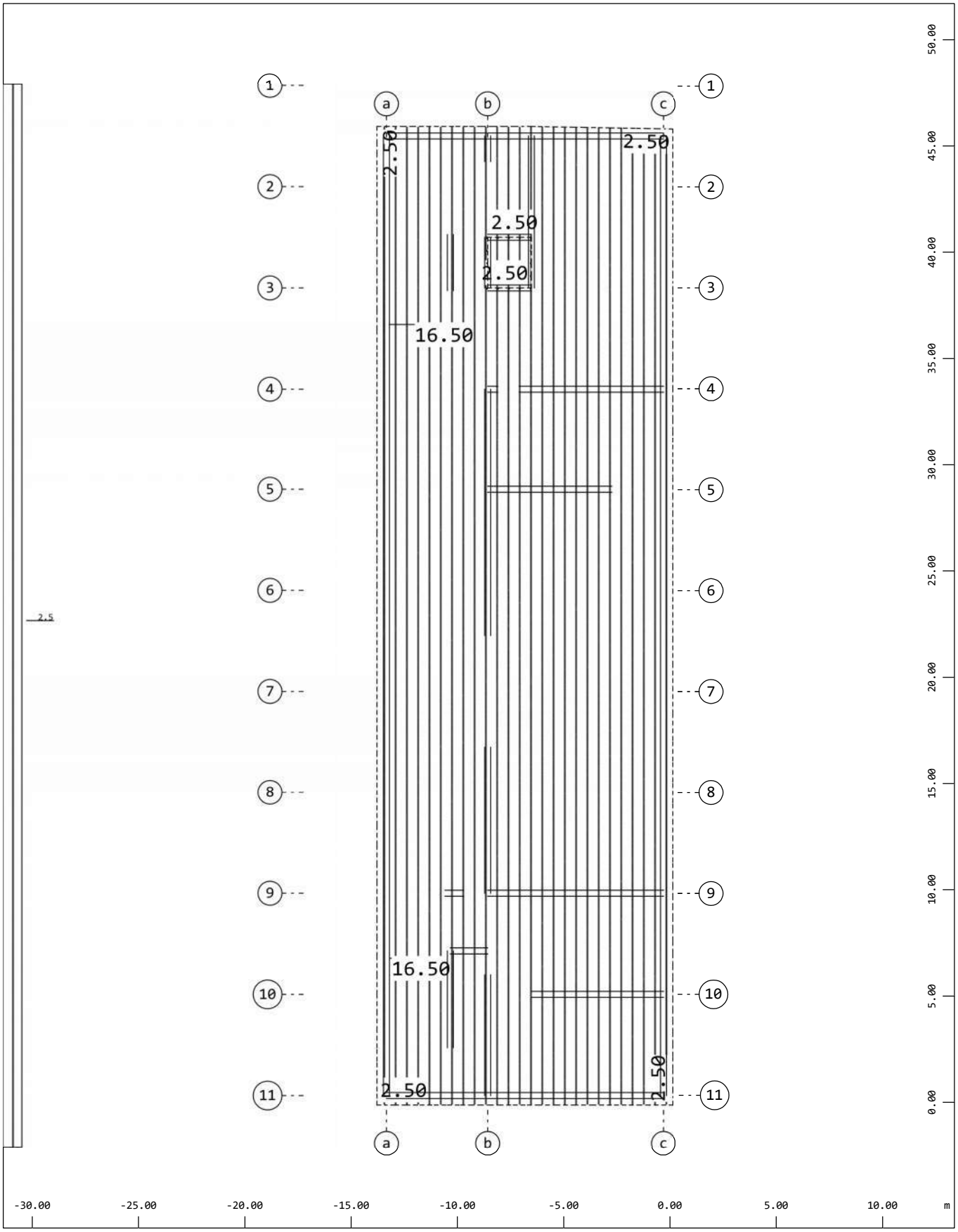


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Stabeigengewicht, Lastfall 10 Eigengewicht , (1 cm im Raum = Unit) in global Z
(Unit=20.0 kN/m) (Max=20.5)

M 1 : 250
X * 0.747
Y * 0.945
Z * 0.741

Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen

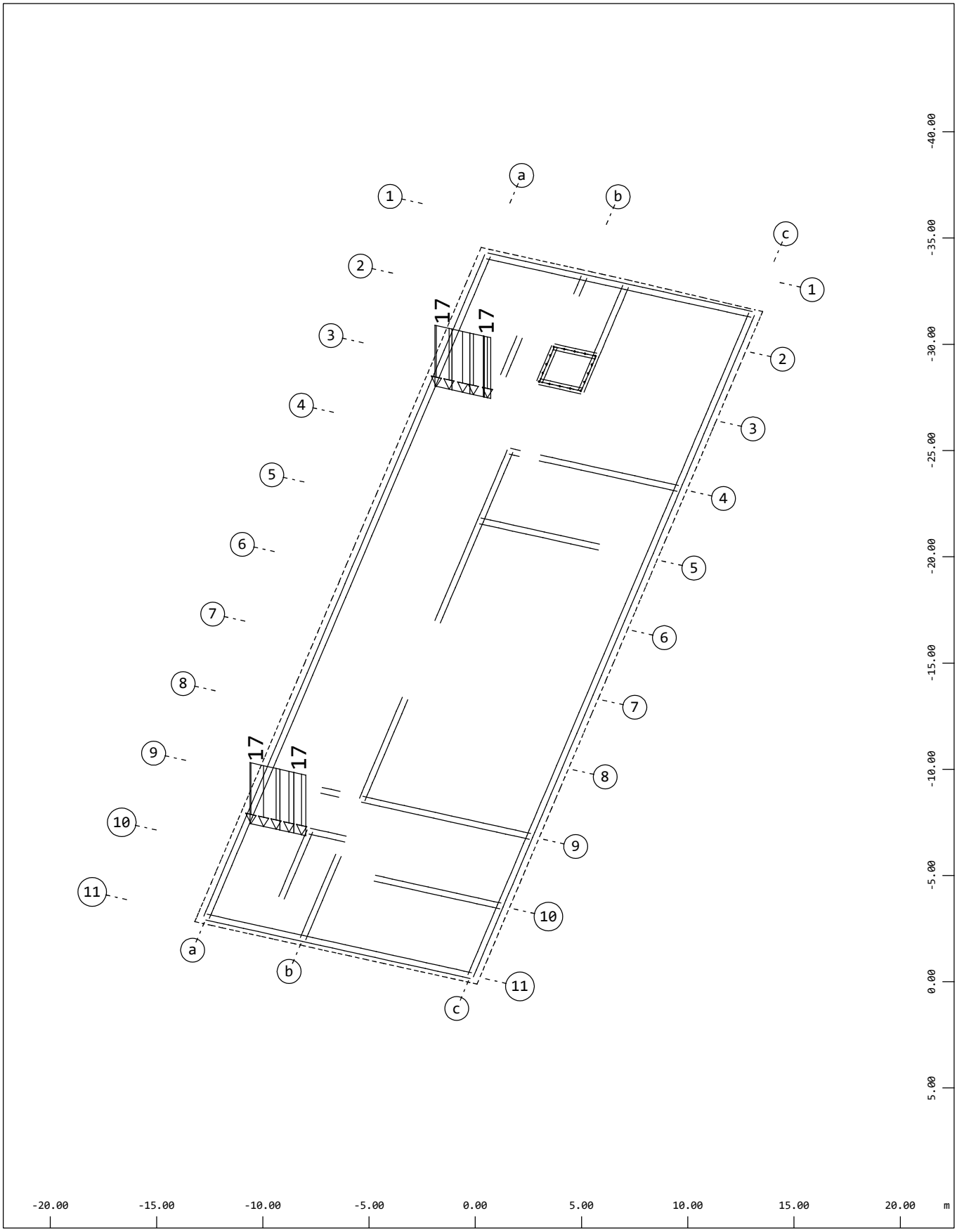


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Alle Lasten, Lastfall 11 Ausbaulasten , (1 cm im Raum = Unit) Flächenelementlast
(Kraft) Vektor (Unit=-1.00 kN/m2,Max=2.50), Freie Linienlast (Kraft) in global
Z(Max=16.5kN/m)

M 1 : 250

Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen

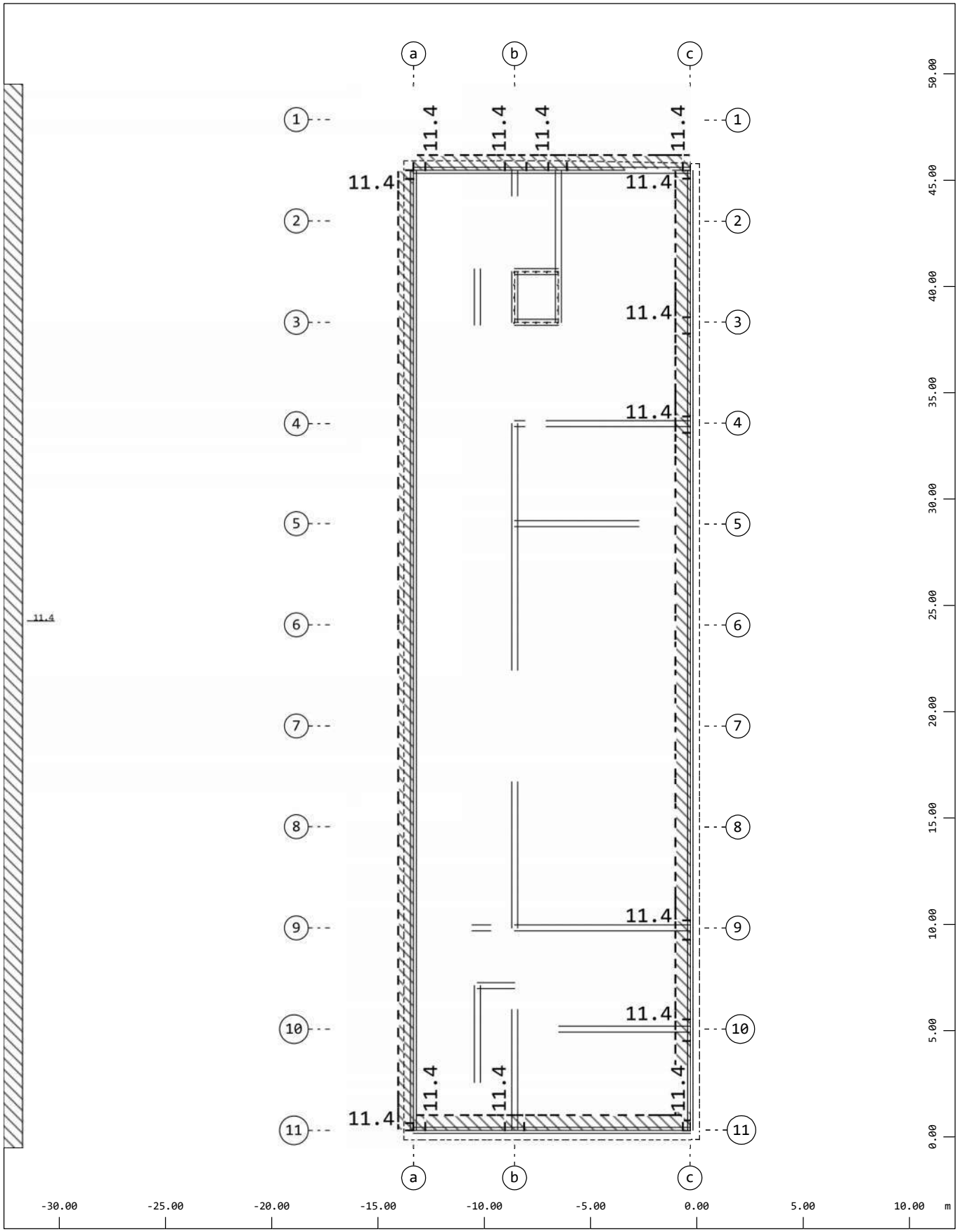


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Freie Linienlast (Kraft) in globale Richtungen, Lastfall 11 Ausbaulasten , (1 cm im Raum = Unit) Freie Linienlast (Kraft) in global Z (Unit=10.0 kN/m) (Max=16.5)

M 1 : 250
X * 0.749
Y * 0.979
Z * 0.693

Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen

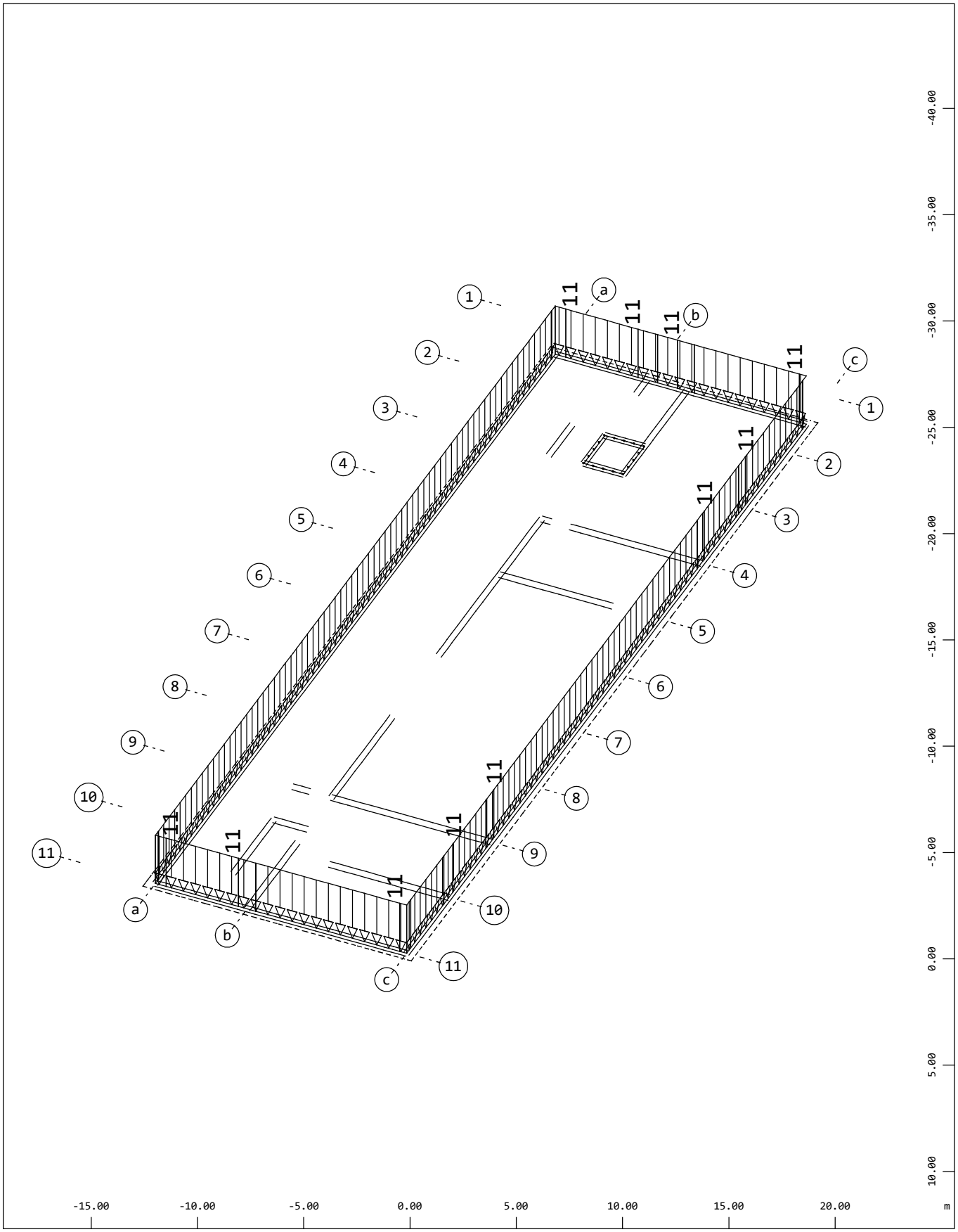


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Freie Linienlast (Kraft), Lastfall 12 Außenwände , (1 cm im Raum = Unit) in global Z
(Unit=40.0 kN/m) (Max=11.4)

M 1 : 250

Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen

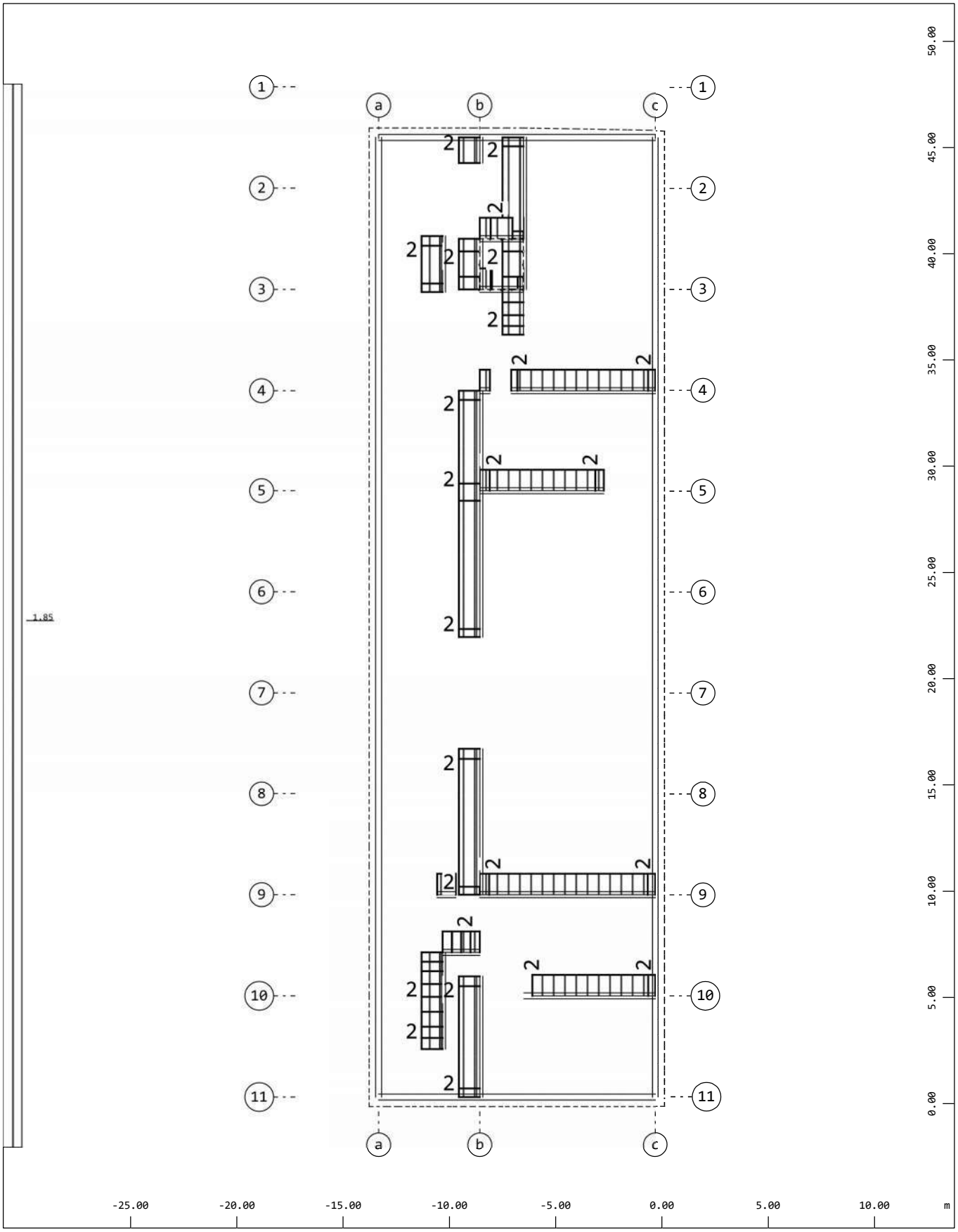


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Freie Linienlast (Kraft) in globale Richtungen, Lastfall 12 Außenwände , (1 cm im Raum = Unit) Freie Linienlast (Kraft) in global Z (Unit=10.0 kN/m) (Max=11.4)

M 1 : 250
X * 0.691
Y * 0.944
Z * 0.795

Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen



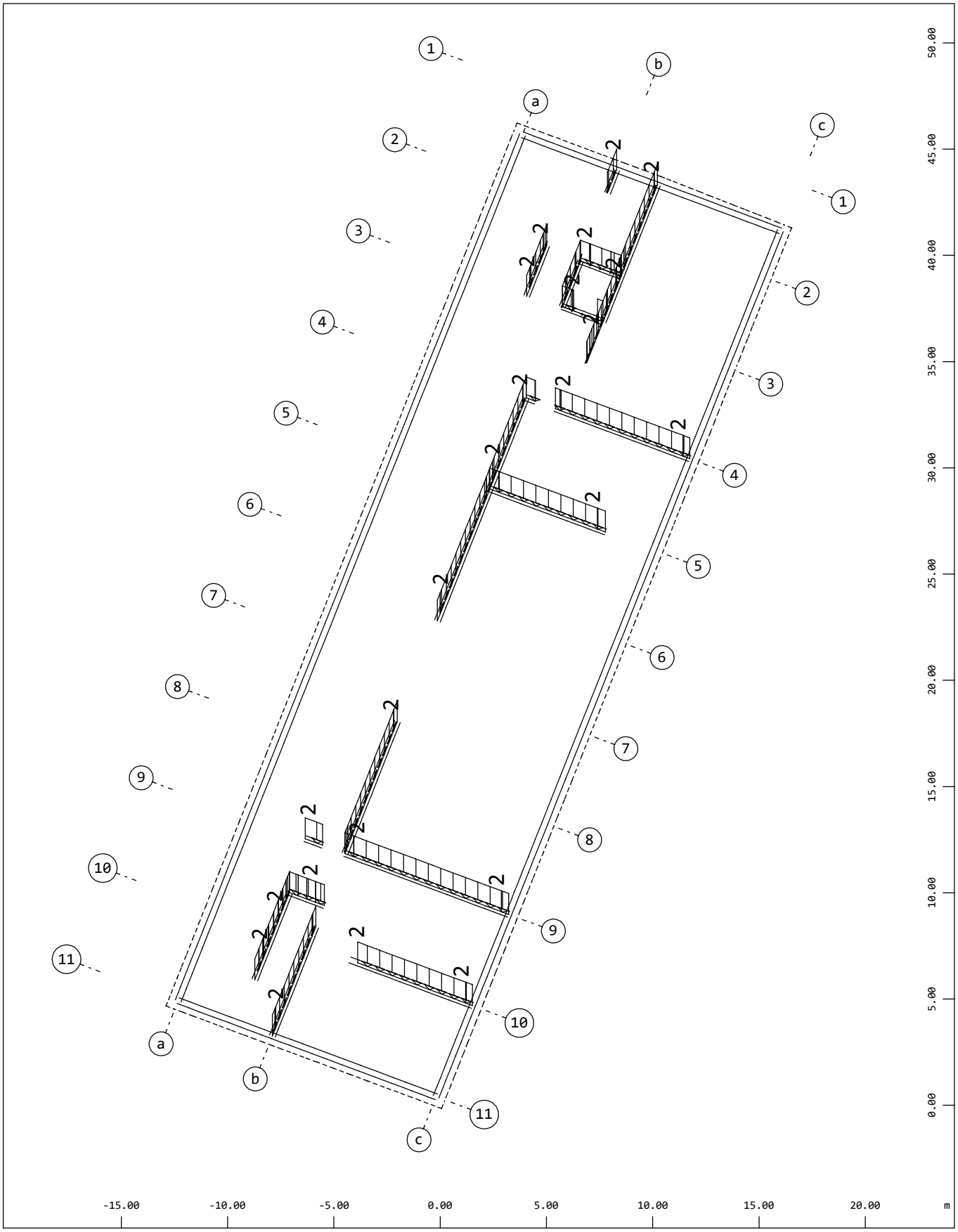
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

X
Z Y

Freie Linienlast (Kraft), Lastfall 13 Innenwände , (1 cm im Raum = Unit) in global Z
(Unit=4.70 kN/m) (Max=1.85)

M 1 : 250

Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen

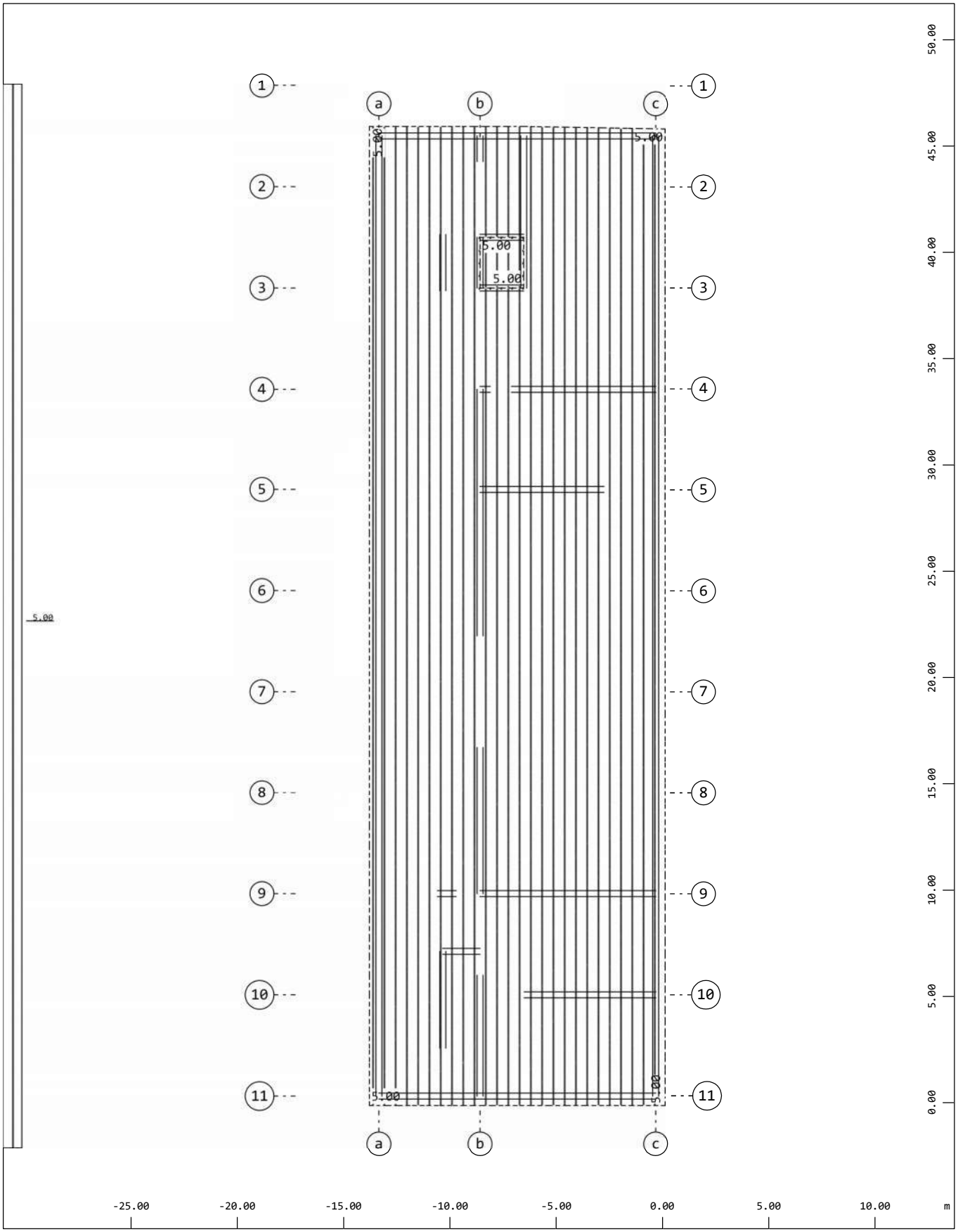


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Freie Linienlast (Kraft) in globale Richtungen, Lastfall 13 Innenwände , (1 cm im Raum = Unit) Freie Linienlast (Kraft) in global Z (Unit=1.20 kN/m) (Max=1.85)

M 1 : 250
X * 0.972
Y * 0.996
Z * 0.253

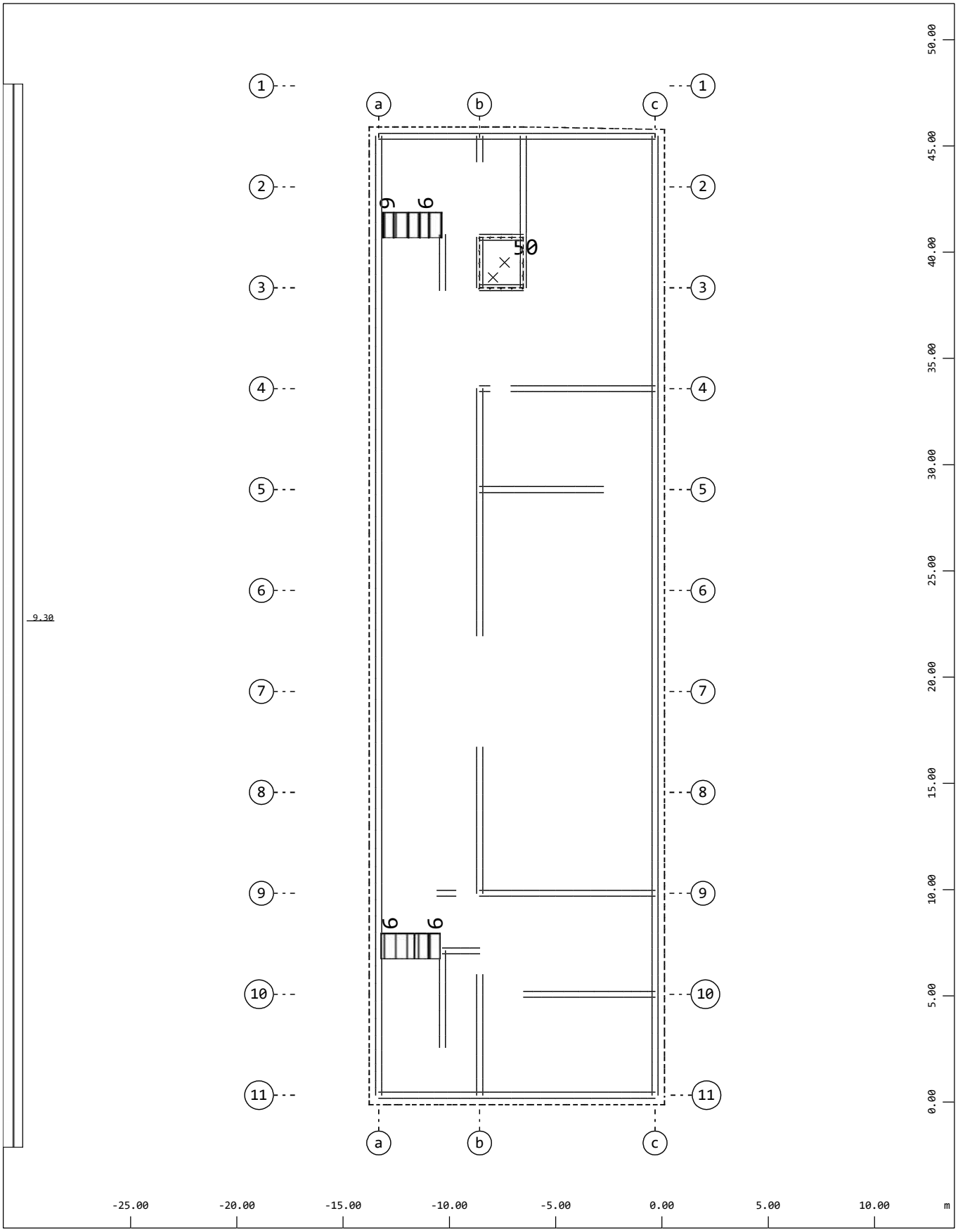
Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen



Alle Lasten, Lastfall 21 Nutzlast und Install , (1 cm im Raum = Unit) M 1 : 250
Flächenelementlast (Kraft) Vektor (Unit=-1.00 kN/m2) (Max=5.00)

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen



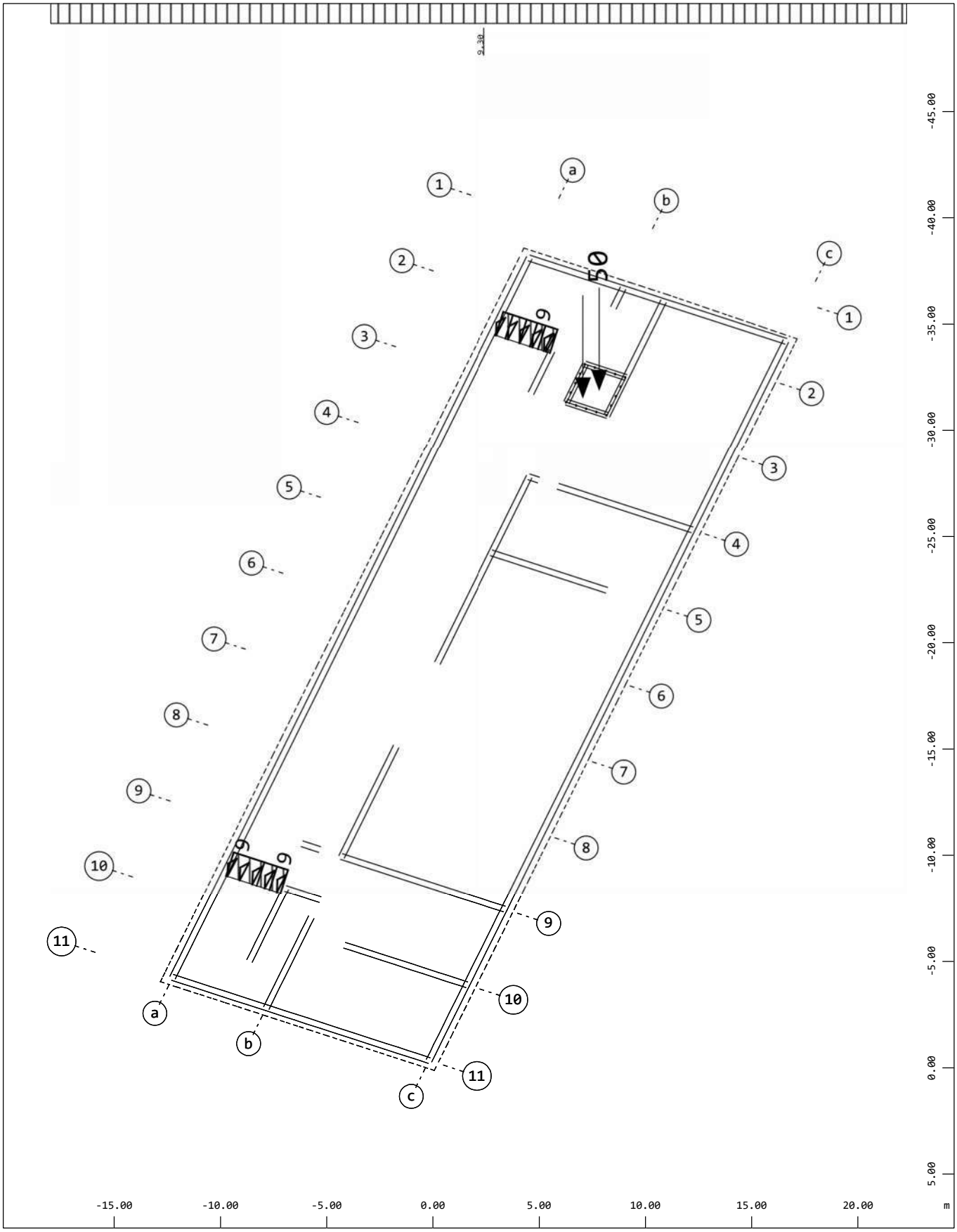
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

X
Z Y

Freie Linienlast (Kraft), Lastfall 30 Q_Treppen , (1 cm im Raum = Unit) in global Z
(Unit=20.0 kN/m) (Max=9.30)
Freie Einzellast (Kraft), Lastfall 30 Q_Treppen , (1 cm im Raum = Unit) in global Z

M 1 : 250

Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen

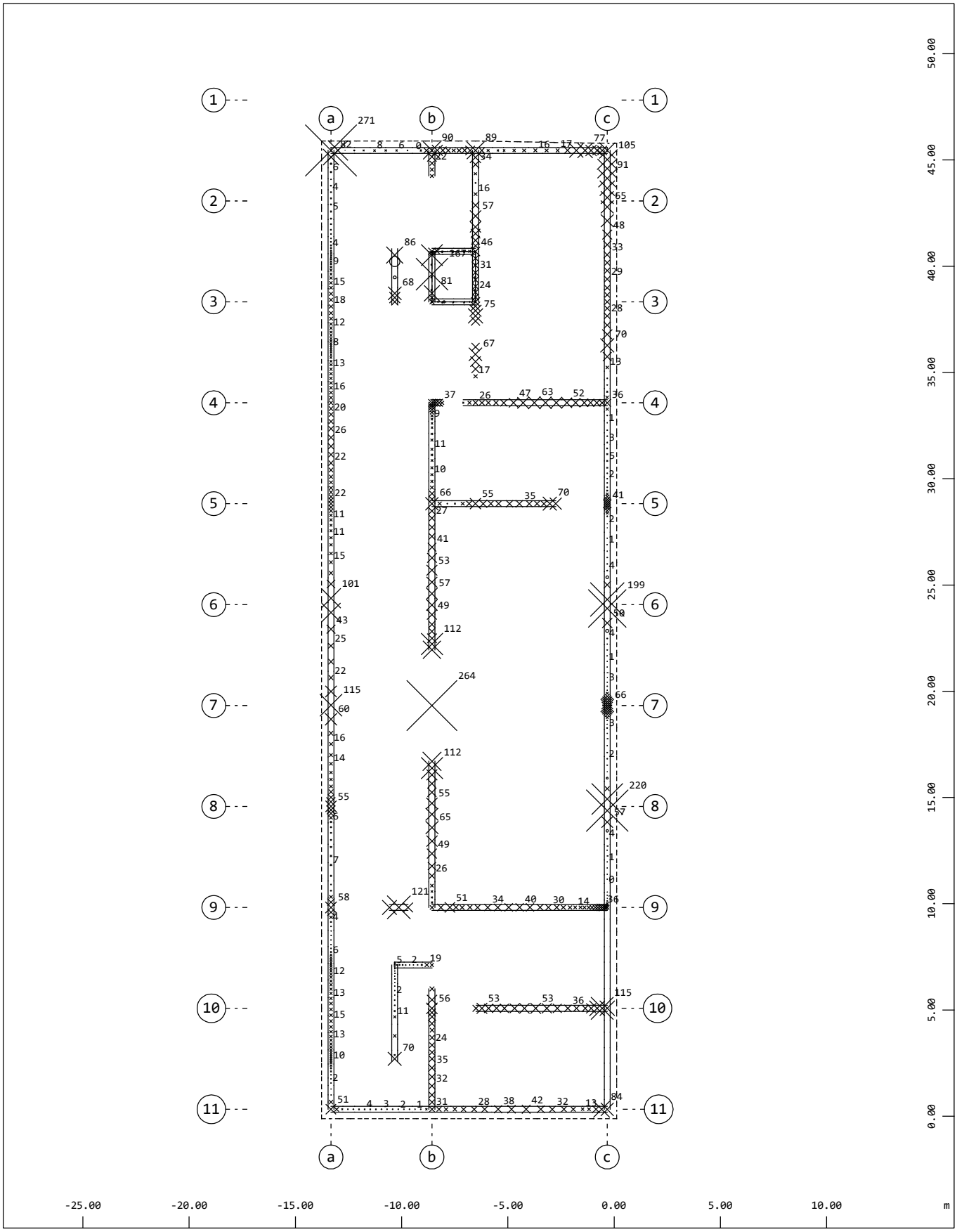


Freie Linienlast (Kraft), Lastfall 30 Q_Treppen , (1 cm im Raum = Unit) in global Z
(Unit=20.0 kN/m) (Max=9.30)
Freie Einzellast (Kraft), Lastfall 30 Q_Treppen , (1 cm im Raum = Unit) in global Z

M 1 : 250
X * 0.838
Y * 0.976
Z * 0.588

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

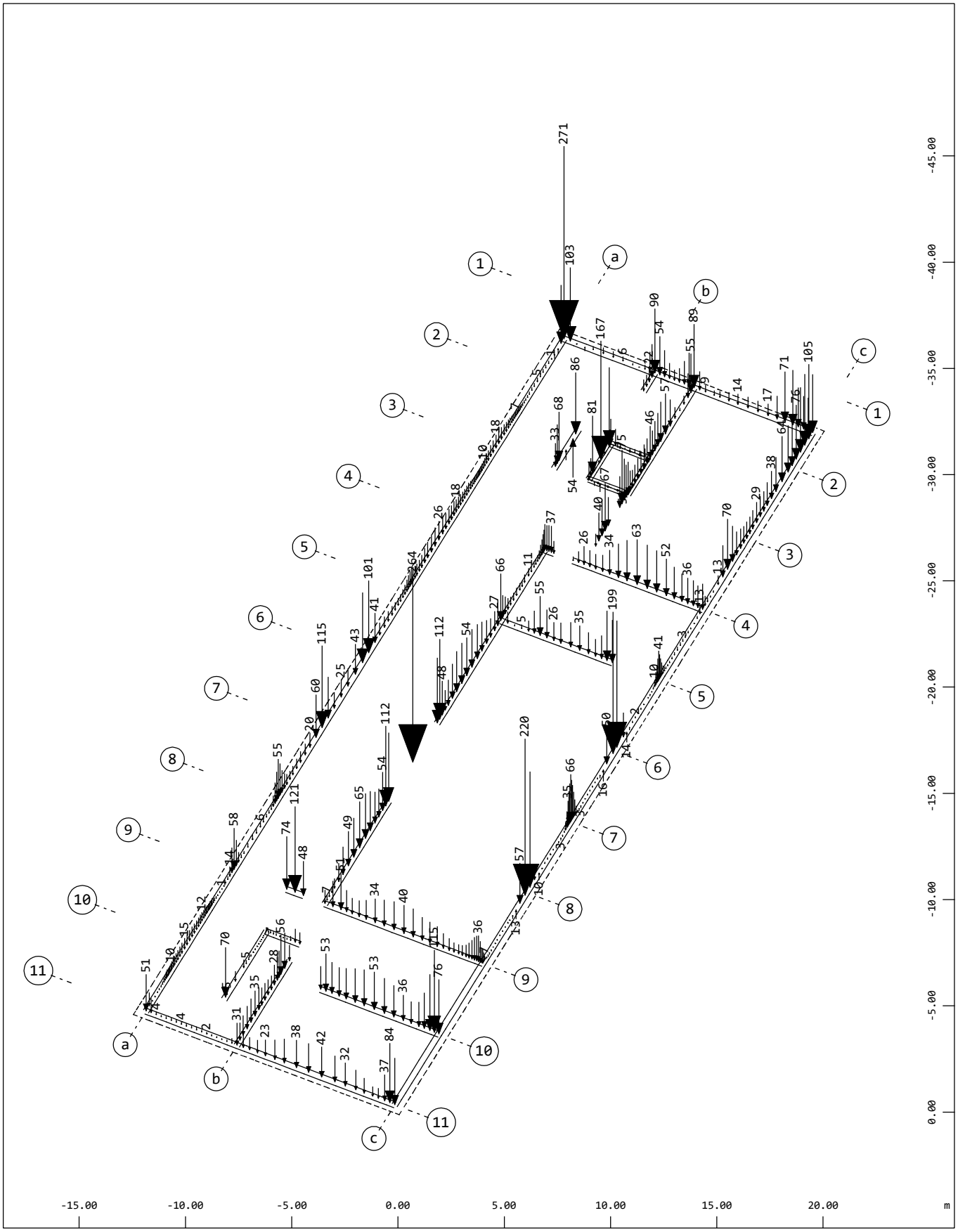
Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen



Freie Einzellast, Lastfall 101 G_UG_Import , (1 cm im Raum = Unit) (Kraft) in global Z
(Unit=200.0 kN) (Min=-54.5) (Max=270.6)
M 1 : 250

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

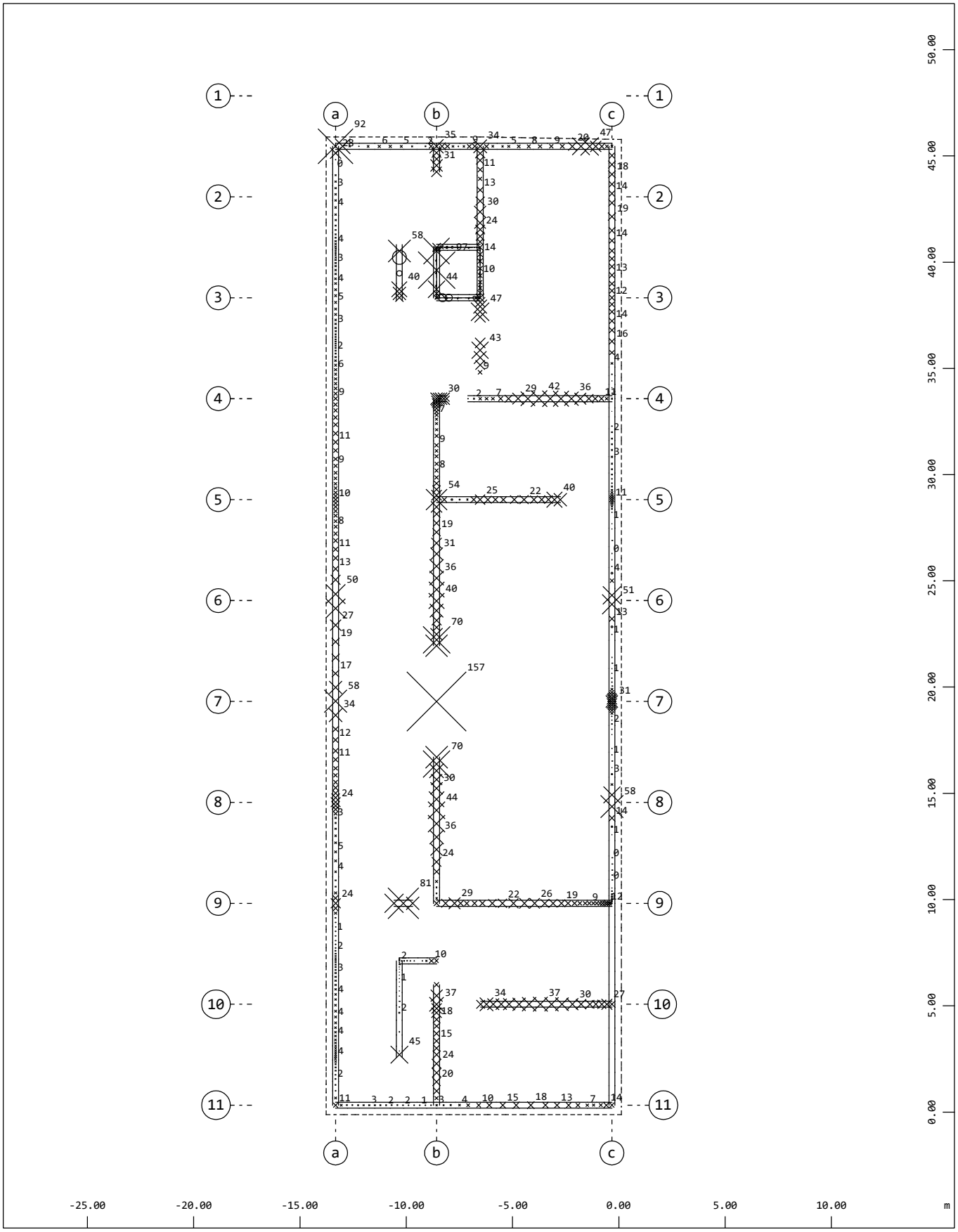
Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen



Freie Einzellast, Lastfall 101 G_UG_Import , (1 cm im Raum = Unit) (Kraft) in global Z
(Unit=46.9 kN) (Min=-54.5) (Max=270.6)

M 1 : 250
X * 0.825
Y * 0.962
Z * 0.627

Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen

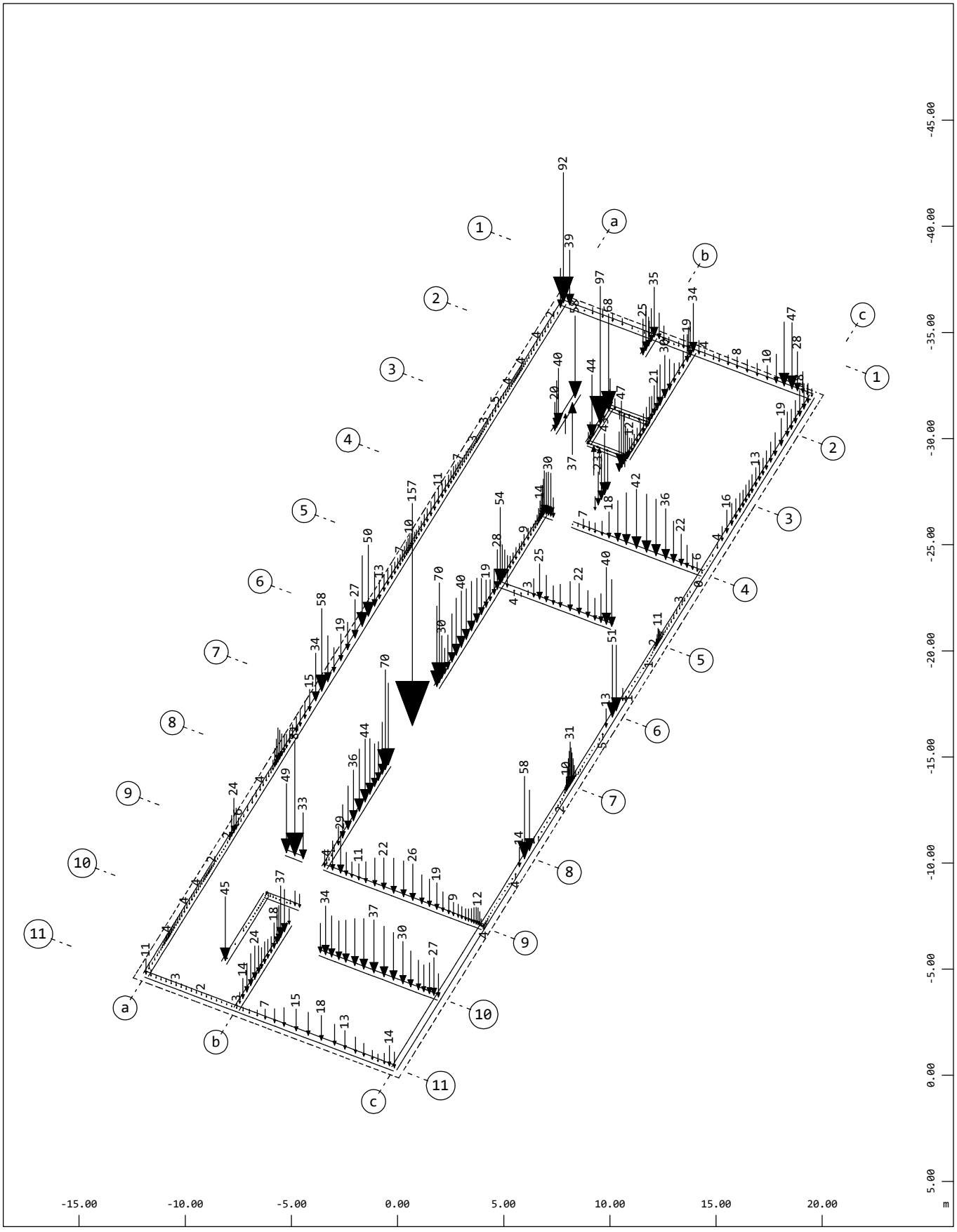


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Freie Einzellast, Lastfall 201 Q_UG_Import , (1 cm im Raum = Unit) (Kraft) in global Z
(Unit=100.0 kN) (Min=-36.6) (Max=156.6)

M 1 : 250

Decke über UG JFE_MAXIM
Einwirkungen



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Freie Einzellast, Lastfall 201 Q_UG_Import , (1 cm im Raum = Unit) (Kraft) in global Z
(Unit=23.4 kN) (Min=-36.6) (Max=156.6)

M 1 : 250
X * 0.825
Y * 0.962
Z * 0.627

8.3 Schnittgrößen und Bemessung der Bodenplatte

8.3.1 Allgemeines

Die Berechnungen und Bemessung erfolgen mit dem FE-Programm Sofistik. Die Generierung des FE-Netzes erfolgt mit dem Programmodul SOFiMSHC. Die grafische Ausgabe wird mit dem Programmodul WINGRAF erzeugt.

Die Durchstanznachweise werden entsprechend DIN EN 1992-1 in mehreren Schnittführungen geführt.

Die Bodenplatte wird als Stahlbetonplatte hergestellt.

Bettungsmodul:

Für die Nachweise der Bodenplatte wird mit einem einheitlichen Bettungsmodul nach Pos. 8.1 ohne Ansatz einer Randversteifung gerechnet.

8.3.2 Einwirkungskombinationen

Teilsicherheitsbeiwerte in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit:

Für die Bemessung des Systems sind folgende Überlagerungskombinationen zu bilden.

Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte

Tabelle Kombinationsbeiwerte (DIN EN 1990/NA, Tab. NA 1.1)

	γ günstig	γ ungünstig	ψ0	ψ1	ψ2
ständig	1,00	1,35			
Veränderlich (Kategorie C)	0	1,50	0,7	0,7	0,6

Ständige und vorübergehende Beanspruchung Ed (MAXIMA-Kombinationsvorschrift Nr. 103):

$$E_d = E\left\{\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}\cdot G_{k,j} + \gamma_P\cdot P_k + \gamma_{Q,1}\cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\cdot\psi_{0,i}\cdot Q_{k,i}\right\}$$

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit:

Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte

Tabelle 1 Kombinationsbeiwerte (DIN EN 1990/NA, Tab. NA 1.1)

	γ günstig	γ ungünstig	ψ0	ψ1	ψ2
ständig	1,00	1,0			
Veränderlich (Kategorie C)	0	1,00	0,7	0,7	0,6

Quasi-ständige Beanspruchung E_d (MAXIMA-Kombinationsvorschrift Nr. 102):

$$E_{d,perm} = E\left\{\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P_k + \sum_{i\geq 1}\psi_{2,i}\cdot Q_{k,i}\right\}$$

Seltene Beanspruchung E_d (MAXIMA-Kombinationsvorschrift Nr. 100):

$$E_{d,rare} = E\left\{\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i>1}\psi_{0,i}\cdot Q_{k,i}\right\}$$

Die Einwirkungen wurden bei der Lasteingabe (SOFILOAD) definiert. Die Überlagerung mit Sicherheits- und Kombinationsbeiwerten erfolgt im Programm MAXIMA.

Das Programm ermittelt die maßgebende Schnittgröße an jedem Knoten oder Element und überlagert diese nach der maßgeblichen vorgegebenen Überlagerungsvorschrift.

Ergebnislastfälle aus MAXIMA

Die Ergebnislastfälle aus den berechneten Lastfallüberlagerungen erhalten 4-stellige Lastfallnummern. Hierbei gelten folgende Zuordnungen:

LF 13xx:
Überlagerungslastfälle für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
(quasi-ständige Kombination, MAXIMA-Kombinationsvorschrift Nr. 102), Rissweite

LF 13xx:
Überlagerungslastfälle für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
(quasi-ständige Kombination, MAXIMA-Kombinationsvorschrift Nr. 101), Durchbiegungen

LF 19xx:
Überlagerungslastfälle für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
(seltene Kombination, MAXIMA-Kombinationsvorschrift Nr. 100), Charakteristische Auflagerkräfte

LF 21xx:
Überlagerungslastfälle für den Grenzzustand der Tragfähigkeit
MAXIMA-Kombinationsvorschrift Nr. 103

Die Einer- und die Zehnerziffer der Überlagerungslastfälle haben dabei folgende Bedeutung:

xx**01** - xx**04**	m_x, m_y	Plattenschnittgrößen, max, min
xx**17** - xx**18**		Bettungswerte
xx**25** - xx**30**	STVZ, STMY	Stabschnittgrößen, max, min
xx**55** - xx**60**	PZ, MXX, MYY	Auflagerreaktionen am Knoten, max, min
xx**67** - xx**69**	RPZ, RMN	Auflagerreaktionen Randelemente, max, min
xx**75** - xx**76**	uz	Knotenverformungen, max, min

Erzeugte Lastfallkombinationen siehe nächste Seiten.

Bodenplatte_ JFE_MAXIM

Standardnorm ist EuroNorm: DIN EN 1990:2002 (NA:2012) Grundlagen der Tragwerksplanung (Germany) V 2022

Kombinationsvorschrift Nummer 100

GZG charakteristisch (selten)
Überlagerung nach Handbuch MAXIMA Formel 2.4

$$E_{d,rare} = E\left\{\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus Q_{k,1} \oplus \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\right\}$$

Ergebnislastfälle Typ GZG charakteristisch (selten)

Lastfallauswahl und Einwirkungen

Act	Part	Überlagerungsfaktoren γ-u	γ-f	γ-a	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\psi_1$inf	Fakt	Typ	Bezeichnung
	LF										
G	G	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			Eigengewicht
	10								1.00	PERM	Eigengewicht
	11								1.00	PERM	Ausbaulasten
	12								1.00	PERM	Außenwände
	13								1.00	PERM	Innenwände
	101								1.00	PERM	G_UG_Import
Q	Q	1.00	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00			Veränderliche Last
	21								1.00	COND	Nutzlast und Install
	30								1.00	COND	Q_Treppen
	201								1.00	COND	Q_UG_Import

Act	Einwirkung	Fakt	Faktor für Lastfall
Part	Einteilung der Einwirkung	Typ	Lastfalltyp
γ-u,γ-f,γ-a	Teilsicherheitsfaktoren ungünstig/günstig/außergewöhnlich	PERM	ständige Last einwirkungsweise
ψ_0,ψ_1,ψ_2,$\psi_1$inf	Kombinationsbeiwerte	COND	bedingte Last
LF	Lastfallnummer		

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
1155	100	MAXR-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1156	100	MINR-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1157	100	MAXR-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1158	100	MINR-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1159	100	MAXR-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1160	100	MINR-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1117	100	MAXR-P QUAD Bettungsspannungen
1118	100	MINR-P QUAD Bettungsspannungen
1121	100	MAXR-N STAB Kräfte in Stabelementen
1122	100	MINR-N STAB Kräfte in Stabelementen
1125	100	MAXR-VZ STAB Kräfte in Stabelementen
1126	100	MINR-VZ STAB Kräfte in Stabelementen
1127	100	MAXR-MT STAB Kräfte in Stabelementen
1128	100	MINR-MT STAB Kräfte in Stabelementen
1129	100	MAXR-MY STAB Kräfte in Stabelementen
1130	100	MINR-MY STAB Kräfte in Stabelementen
1101	100	MAXR-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1102	100	MINR-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1103	100	MAXR-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1104	100	MINR-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1105	100	MAXR-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1106	100	MINR-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1107	100	MAXR-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1108	100	MINR-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1109	100	MAXR-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1110	100	MINR-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1101	100	MAXR-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1102	100	MINR-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Bodenplatte_ JFE_MAXIM

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
1103	100	MAXR-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1104	100	MINR-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1105	100	MAXR-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1106	100	MINR-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1107	100	MAXR-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1108	100	MINR-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1109	100	MAXR-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1110	100	MINR-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1175	100	MAXR-UZ KNOT Knotenverschiebungen
1176	100	MINR-UZ KNOT Knotenverschiebungen
1177	100	MAXR-URX KNOT Knotenverschiebungen
1178	100	MINR-URX KNOT Knotenverschiebungen
1179	100	MAXR-URY KNOT Knotenverschiebungen
1180	100	MINR-URY KNOT Knotenverschiebungen

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Bodenplatte_ JFE_MAXIM

Standardnorm ist EuroNorm: DIN EN 1990:2002 (NA:2012) Grundlagen der Tragwerksplanung (Germany) V 2022

Kombinationsvorschrift Nummer 101

GZG häufig

Überlagerung nach Handbuch MAXIMA Formel 2.5

$$E_{d,frequ} = E\left\{\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\right\}$$

Ergebnislastfälle Typ GZG häufig

Lastfallauswahl und Einwirkungen

Act	Part	Überlagerungsfaktoren γ-u	γ-f	γ-a	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\psi_1$inf	Fakt	Typ	Bezeichnung
	LF										
G	G	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			Eigengewicht
	10								1.00	PERM	Eigengewicht
	11								1.00	PERM	Ausbaulasten
	12								1.00	PERM	Außenwände
	13								1.00	PERM	Innenwände
	101								1.00	PERM	G_UG_Import
Q	Q	1.00	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00			Veränderliche Last
	21								1.00	COND	Nutzlast und Install
	30								1.00	COND	Q_Treppen
	201								1.00	COND	Q_UG_Import

Act	Einwirkung	Fakt	Faktor für Lastfall
Part	Einteilung der Einwirkung	Typ	Lastfalltyp
γ-u,γ-f,γ-a	Teilsicherheitsfaktoren ungünstig/günstig/außergewöhnlich	PERM	ständige Last einwirkungsweise
ψ_0,ψ_1,ψ_2,$\psi_1$inf	Kombinationsbeiwerte	COND	bedingte Last
LF	Lastfallnummer		

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
1255	101	MAXF-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1256	101	MINF-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1257	101	MAXF-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1258	101	MINF-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1259	101	MAXF-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1260	101	MINF-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1217	101	MAXF-P QUAD Bettungsspannungen
1218	101	MINF-P QUAD Bettungsspannungen
1221	101	MAXF-N STAB Kräfte in Stabelementen
1222	101	MINF-N STAB Kräfte in Stabelementen
1225	101	MAXF-VZ STAB Kräfte in Stabelementen
1226	101	MINF-VZ STAB Kräfte in Stabelementen
1227	101	MAXF-MT STAB Kräfte in Stabelementen
1228	101	MINF-MT STAB Kräfte in Stabelementen
1229	101	MAXF-MY STAB Kräfte in Stabelementen
1230	101	MINF-MY STAB Kräfte in Stabelementen
1201	101	MAXF-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1202	101	MINF-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1203	101	MAXF-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1204	101	MINF-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1205	101	MAXF-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1206	101	MINF-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1207	101	MAXF-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1208	101	MINF-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1209	101	MAXF-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1210	101	MINF-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1201	101	MAXF-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1202	101	MINF-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Bodenplatte_ JFE_MAXIM

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
1203	101	MAXF-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1204	101	MINF-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1205	101	MAXF-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1206	101	MINF-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1207	101	MAXF-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1208	101	MINF-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1209	101	MAXF-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1210	101	MINF-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1275	101	MAXF-UZ KNOT Knotenverschiebungen
1276	101	MINF-UZ KNOT Knotenverschiebungen
1277	101	MAXF-URX KNOT Knotenverschiebungen
1278	101	MINF-URX KNOT Knotenverschiebungen
1279	101	MAXF-URY KNOT Knotenverschiebungen
1280	101	MINF-URY KNOT Knotenverschiebungen

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Bodenplatte_ JFE_MAXIM

Standardnorm ist EuroNorm: DIN EN 1990:2002 (NA:2012) Grundlagen der Tragwerksplanung (Germany) V 2022

Kombinationsvorschrift Nummer 102

GZG quasi-ständig
Überlagerung nach Handbuch MAXIMA Formel 2.7

$$E_{d,perm} = E\left\{\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\right\}$$

Ergebnislastfälle Typ GZG quasi-ständig

Lastfallauswahl und Einwirkungen

Act	Part	Überlagerungsfaktoren γ-u	γ-f	γ-a	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\psi_1$inf	Fakt	Typ	Bezeichnung
	LF										
G	G	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			Eigengewicht
	10								1.00	PERM	Eigengewicht
	11								1.00	PERM	Ausbaulasten
	12								1.00	PERM	Außenwände
	13								1.00	PERM	Innenwände
	101								1.00	PERM	G_UG_Import
Q	Q	1.00	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00			Veränderliche Last
	21								1.00	COND	Nutzlast und Install
	30								1.00	COND	Q_Treppen
	201								1.00	COND	Q_UG_Import

Act	Einwirkung	Fakt	Faktor für Lastfall
Part	Einteilung der Einwirkung	Typ	Lastfalltyp
γ-u,γ-f,γ-a	Teilsicherheitsfaktoren ungünstig/günstig/außergewöhnlich	PERM	ständige Last einwirkungsweise
ψ_0,ψ_1,ψ_2,$\psi_1$inf	Kombinationsbeiwerte	COND	bedingte Last
LF	Lastfallnummer		

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
1355	102	MAXP-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1356	102	MINP-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1357	102	MAXP-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1358	102	MINP-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1359	102	MAXP-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1360	102	MINP-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1317	102	MAXP-P QUAD Bettungsspannungen
1318	102	MINP-P QUAD Bettungsspannungen
1321	102	MAXP-N STAB Kräfte in Stabelementen
1322	102	MINP-N STAB Kräfte in Stabelementen
1325	102	MAXP-VZ STAB Kräfte in Stabelementen
1326	102	MINP-VZ STAB Kräfte in Stabelementen
1327	102	MAXP-MT STAB Kräfte in Stabelementen
1328	102	MINP-MT STAB Kräfte in Stabelementen
1329	102	MAXP-MY STAB Kräfte in Stabelementen
1330	102	MINP-MY STAB Kräfte in Stabelementen
1301	102	MAXP-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1302	102	MINP-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1303	102	MAXP-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1304	102	MINP-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1305	102	MAXP-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1306	102	MINP-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1307	102	MAXP-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1308	102	MINP-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1309	102	MAXP-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1310	102	MINP-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1301	102	MAXP-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1302	102	MINP-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Bodenplatte_ JFE_MAXIM

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
1303	102	MAXP-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1304	102	MINP-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1305	102	MAXP-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1306	102	MINP-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1307	102	MAXP-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1308	102	MINP-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1309	102	MAXP-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1310	102	MINP-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1375	102	MAXP-UZ KNOT Knotenverschiebungen
1376	102	MINP-UZ KNOT Knotenverschiebungen
1377	102	MAXP-URX KNOT Knotenverschiebungen
1378	102	MINP-URX KNOT Knotenverschiebungen
1379	102	MAXP-URY KNOT Knotenverschiebungen
1380	102	MINP-URY KNOT Knotenverschiebungen

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Bodenplatte_ JFE_MAXIM

Standardnorm ist EuroNorm: DIN EN 1990:2002 (NA:2012) Grundlagen der Tragwerksplanung (Germany) V 2022

Kombinationsvorschrift Nummer 103

GZT Grundkombination

Überlagerung nach Handbuch MAXIMA Formel 2.1

$$E_d = E\left\{\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}\cdot G_{k,j} \oplus \gamma_P \cdot P_k \oplus \gamma_{Q,1}\cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\cdot\psi_{0,i}\cdot Q_{k,i}\right\}$$

Ergebnislastfälle Typ GZT Grundkombination

Lastfallauswahl und Einwirkungen

		Überlagerungsfaktoren									
Act	Part	γ-u	γ-f	γ-a	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\psi_1$inf			Bezeichnung
	LF								Fakt	Typ	
G	G	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			Eigengewicht
	10								1.00	PERM	Eigengewicht
	11								1.00	PERM	Ausbaulasten
	12								1.00	PERM	Außenwände
	13								1.00	PERM	Innenwände
	101								1.00	PERM	G_UG_Import
Q	Q	1.50	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00			Veränderliche Last
	21								1.00	COND	Nutzlast und Install
	30								1.00	COND	Q_Treppen
	201								1.00	COND	Q_UG_Import

Act	Einwirkung	Fakt	Faktor für Lastfall
Part	Einteilung der Einwirkung	Typ	Lastfalltyp
γ-u,γ-f,γ-a	Teilsicherheitsfaktoren ungünstig/günstig/außergewöhnlich	PERM	ständige Last einwirkungsweise
ψ_0,ψ_1,ψ_2,$\psi_1$inf	Kombinationsbeiwerte	COND	bedingte Last
LF	Lastfallnummer		

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
2155	103	MAX-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2156	103	MIN-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2157	103	MAX-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2158	103	MIN-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2159	103	MAX-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2160	103	MIN-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2117	103	MAX-P QUAD Bettungsspannungen
2118	103	MIN-P QUAD Bettungsspannungen
2121	103	MAX-N STAB Kräfte in Stabelementen
2122	103	MIN-N STAB Kräfte in Stabelementen
2125	103	MAX-VZ STAB Kräfte in Stabelementen
2126	103	MIN-VZ STAB Kräfte in Stabelementen
2127	103	MAX-MT STAB Kräfte in Stabelementen
2128	103	MIN-MT STAB Kräfte in Stabelementen
2129	103	MAX-MY STAB Kräfte in Stabelementen
2130	103	MIN-MY STAB Kräfte in Stabelementen
2101	103	MAX-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2102	103	MIN-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2103	103	MAX-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2104	103	MIN-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2105	103	MAX-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2106	103	MIN-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2107	103	MAX-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2108	103	MIN-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2109	103	MAX-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2110	103	MIN-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2101	103	MAX-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
2102	103	MIN-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Bodenplatte_ JFE_MAXIM

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
2103	103	MAX-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2104	103	MIN-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2105	103	MAX-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2106	103	MIN-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2107	103	MAX-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
2108	103	MIN-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
2109	103	MAX-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2110	103	MIN-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Zur Kontrolle und zur Lastweiterleitung werden ergänzend zu den von MAXIMA erzeugten Lastfallüberlagerungen manuell folgende Lastkombinationen gebildet (Überlagerung der Lastfälle jeweils 1,0-fach):

Summe Lasten Bodenplatte

LF 100 EGZ 1,0 „G Summe“

LC 10 bis 13

LF 200 EGZ 0 „Q Summe“

LC 21 bis 22

```
 1 +PROG ASE
 2 $ Dat : R:\...\JFH_MAXIM_Bodenplatte_h=35cm.dat  (#005)            17.04.2024
 3 $ Job : B-MEIER:000438                                               10:53
 4 KOPF BODENPLATTE
 5 KOPF 'Stütz- und Schnittgrößen 1.0-fach'
 6 ECHO VOLL NEIN
 7 ECHO LSUM JA; ECHO PLAB NEIN
 8 LF 100  EGZ 1.0 BEZ 'LF10 + LF11 + LF12 + LF13'
 9   LC 11
10   LC 12
11   LC 13
12 LF 200  BEZ 'Nutzlast Q LF21 und LF30'
13   LC 21
14   LC 30
15 ENDE
```

```
JFE_MAXIM_Bodenplatte_h=35cm
Bodenplatte
Stütz- und Schnittgrößen 1.0-fach
```

Summe der Lasten

Lastfall	Σ(Lasten)			Bezeichnung
	X[kN]	Y[kN]	Z[kN]	
100	0.0	0.0	12513.2	LF10 + LF11 + LF12 + LF13
200	0.0	0.0	3344.8	Nutzlast Q LF21 und LF30

Abbildung aus SOiSTiK

Summe Lasten Bodenplatte

LF 1001 EGZ 1,0 **„G Gesamtsumme“**

LC 100, 101

LF 2001 EGZ 0 **„Q Gesamtsumme“**

LC 200, 201

LF 101 Importierte Lasten aus EG ständige Lasten

LF 201 Importierte Lasten aus EG Nutzlasten

JFE_MAXIM_Bodenplatte_h=35cm

```
  1 +PROG ASE
  2 $ Dat : R:\...\JFH_MAXIM_Bodenplatte_h=35cm.dat  (#006)          17.04.2024
  3 $ Job : B-MEIER:000438                                             10:53
  4 KOPF BERECHNUNG DER GESAMTSUMMEN
  5 ECHO VOLL NEIN
  6 ECHO LSUM,STAT JA
  7 STEU WARN 42 $ Lastfälle ohne Lasten bei LC ignorieren
  8 LF 1001 EGZ 1.0 BEZ 'G Gesamtsumme'
  9    LC 100,101
 10 LF 2001 BEZ 'Q Gesamtsumme'
 11    LC 200,201
 12 ENDE
```

JFE_MAXIM_Bodenplatte_h=35cm
Berechnung der Gesamtsummen

Summe der Lasten

Lastfall	Σ(Lasten)			Bezeichnung
	X[kN]	Y[kN]	Z[kN]	
1001	0.0	0.0	27972.8	G Gesamtsumme
2001	0.0	0.0	10772.5	Q Gesamtsumme

Abbildung aus SOiSTiK

Ausgabe der Auflagerkräfte und Lasten aus SOiSTiK

Summe der Auflagerkräfte und Lasten

Lastfall	Σ(Reaktionen) X[kN]	Y[kN]	Z[kN]	Bezeichnung
	Σ(Lasten)			
10	0.0	0.0	-9358.3	Eigengewicht
	0.0	0.0	9358.3	
11	0.0	0.0	-1687.6	Ausbaulasten
	0.0	0.0	1687.6	
12	0.0	0.0	-1325.2	Außenwände
	0.0	0.0	1325.2	
13	0.0	0.0	-142.1	Innenwände
	0.0	0.0	142.1	
21	0.0	0.0	-3193.7	Nutzlast und Install
	0.0	0.0	3193.7	
30	0.0	0.0	-151.1	Q_Treppen
	0.0	0.0	151.1	
100	0.0	0.0	-12513.2	LF10 + LF11 + LF12 + LF13
	0.0	0.0	12513.2	
101	0.0	0.0	-15459.5	G_UG_Import
	0.0	0.0	15459.5	
200	0.0	0.0	-3344.8	Nutzlast Q LF21 und LF30
	0.0	0.0	3344.8	
201	0.0	0.0	-7427.7	Q_UG_Import
	0.0	0.0	7427.7	
1001	0.0	0.0	-27972.7	G Gesamtsumme
	0.0	0.0	27972.8	
2001	0.0	0.0	-10772.5	Q Gesamtsumme
	0.0	0.0	10772.5	

Abbildung aus SOiSTiK

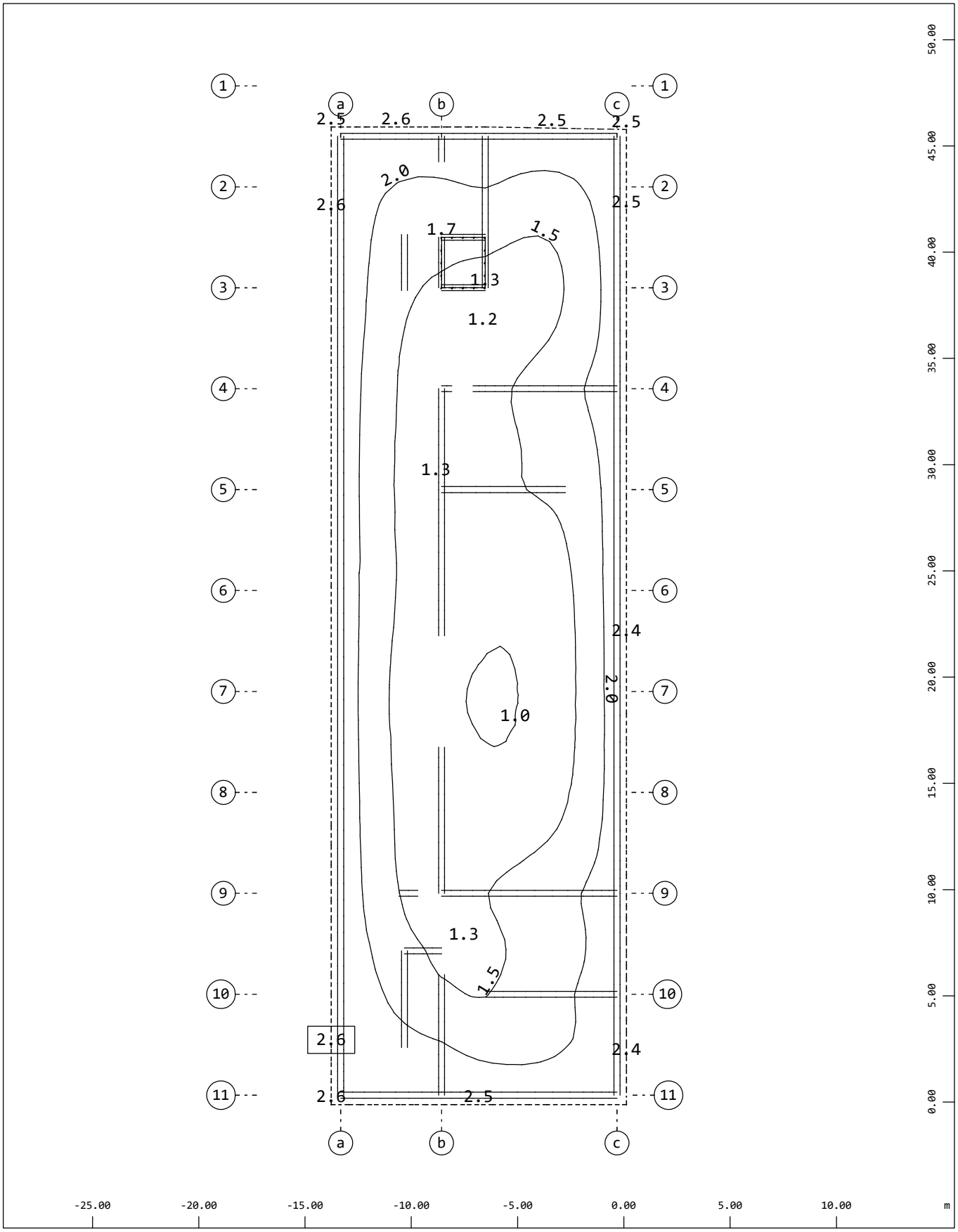
8.3.3 Schnittgrößen und Verformungen

-Verformungen	LF 100	Werte aus „ständige Lasten“ (charakteristisch)
	LF 200	Werte aus „Nutzlasten (Volllast)“ (charakteristisch)
	LF 1001 / 2001	Werte aus „Gesamtsumme G / Q (charakteristisch)
	LF 1375 / 1376	max / min uz, Verformung GZG
-Sohlspannungen	LF 100	Werte aus „ständige Lasten“ (charakteristisch)
	LF 200	Werte aus „Nutzlasten (Volllast)“ (charakteristisch)
	LF 1001 / 2001	Werte aus „Gesamtsumme G / Q (charakteristisch)
	LF 2117	Maximalwerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)
	LF 2118	Minimalwerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)
-Plattenschnittgrö-ßen	LF 21xx	Maximalwerte Biegemoment im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)
	LF 21xx	Minimalwerte Biegemoment im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT

Die Änderung auf h = 35 cm führt zu keinen erheblichen Veränderungen der Ergebnisse auf den Seiten 47 bis 66.

Auf eine angepasste Ausgabe wird verzichtet!

Bodenplatte_ JFE_MAXIM
Verformungen

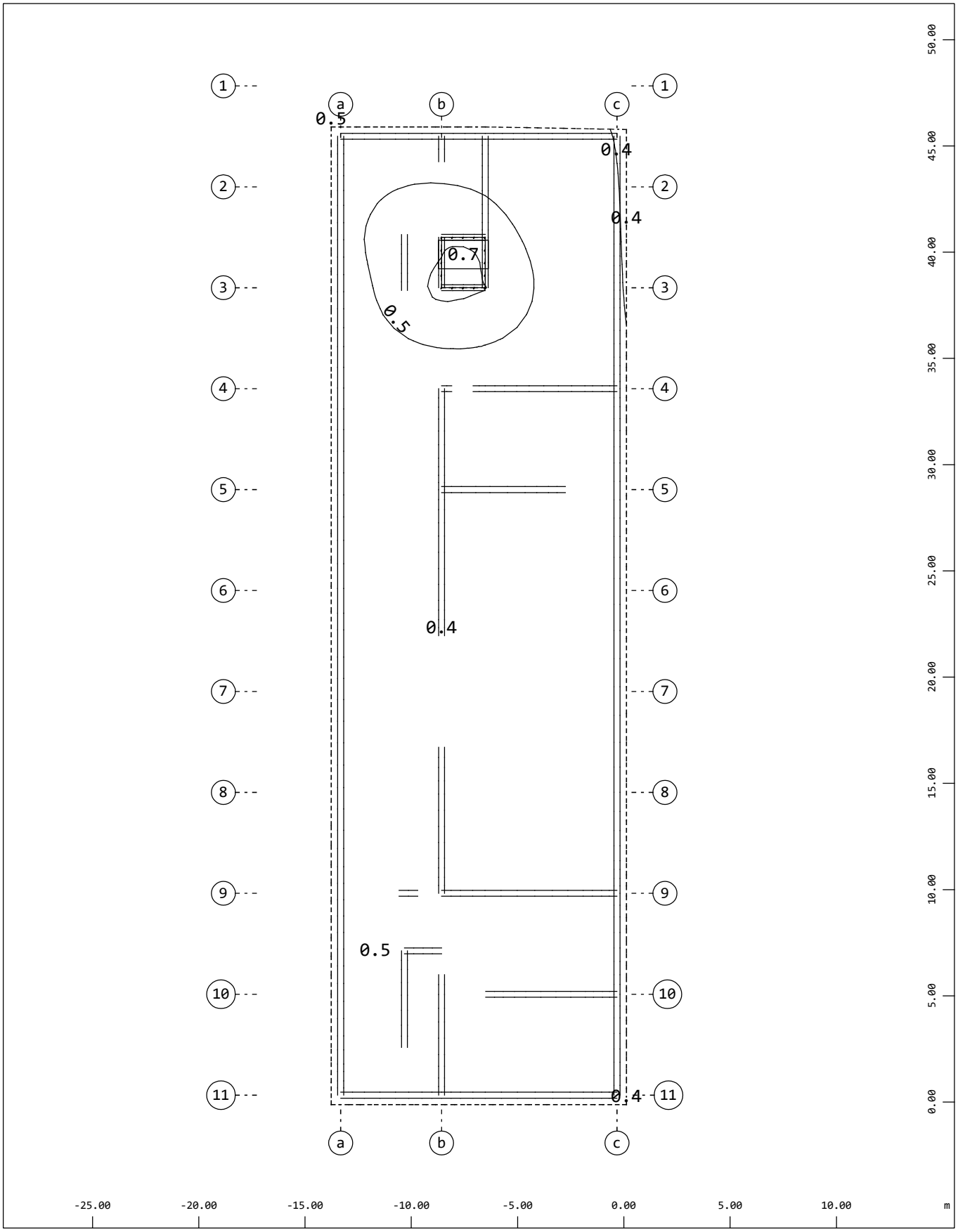


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

X
Z Y

Knotenverschiebung in global Z ⬡, Lastfall 100 LF10 + LF11 + LF12 + LF13 , von 0.964 M 1 : 250
bis 2.62 Stufen 0.500 mm

Bodenplatte_ JFE_MAXIM
Verformungen



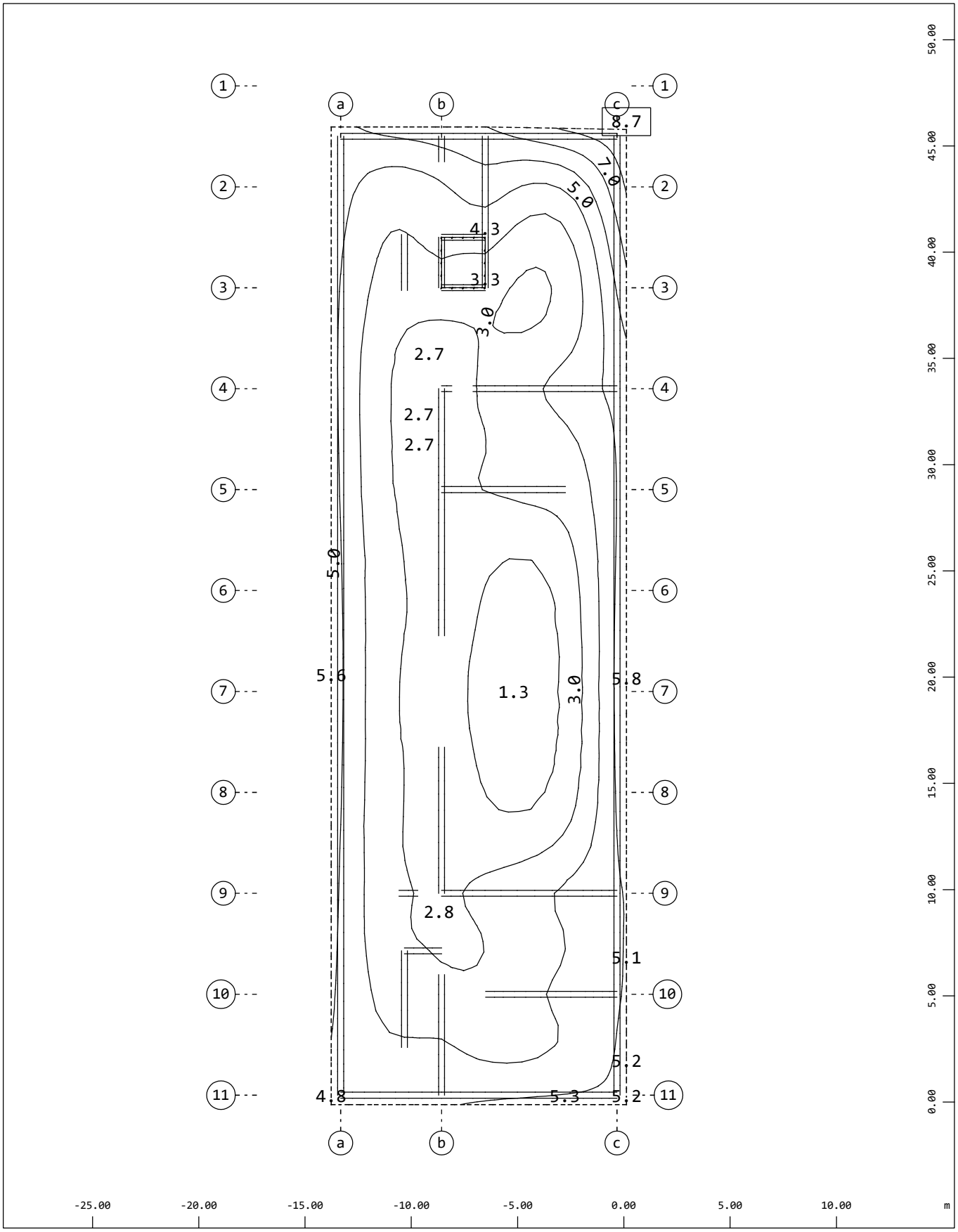
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

X
Z Y

Knotenverschiebung in global Z , Lastfall 200 Nutzlast Q LF21 und LF30 , von 0.396 bis 0.651 Stufen 0.100 mm

M 1 : 250

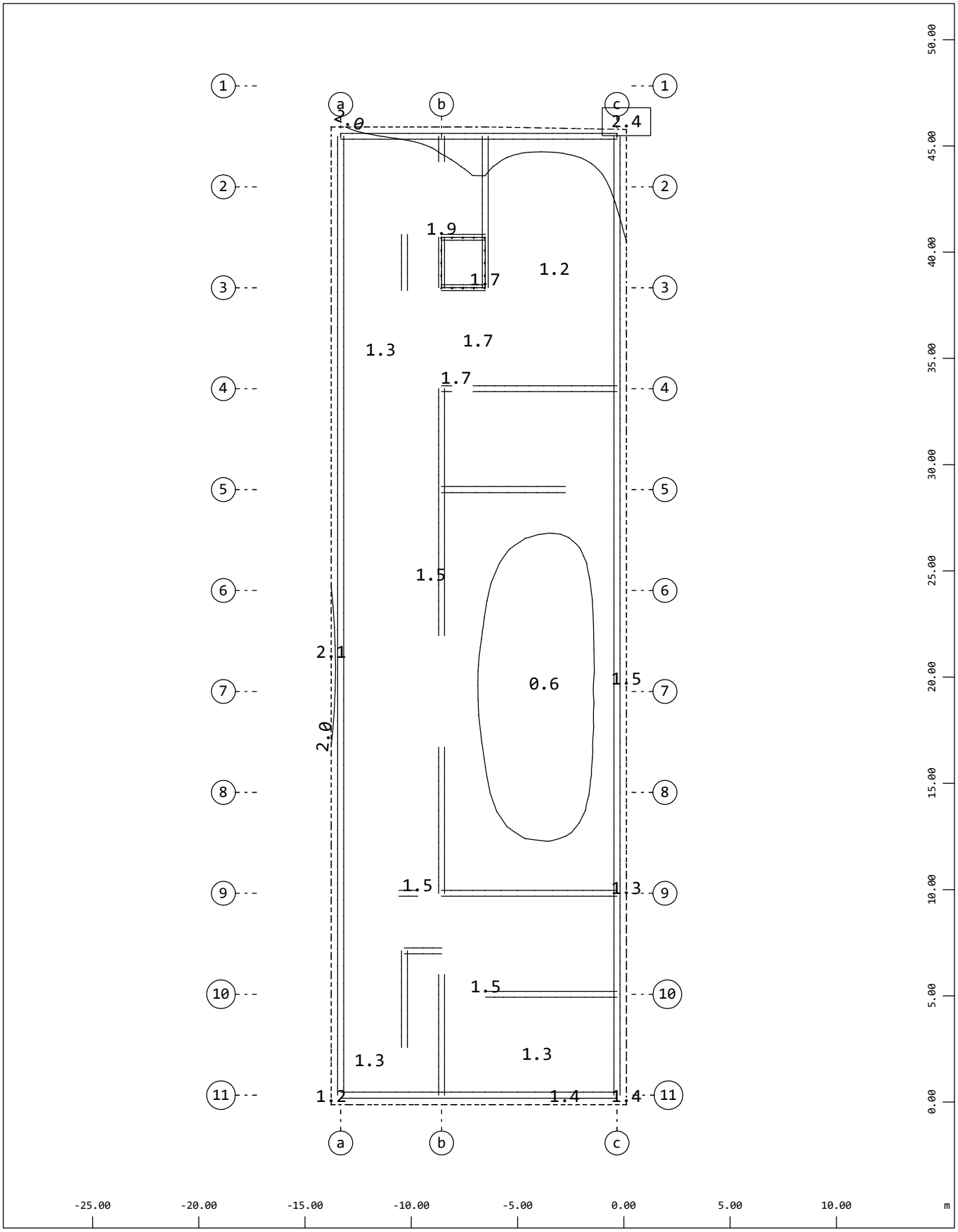
Bodenplatte_ JFE_MAXIM
Verformungen



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Knotenverschiebung in global Z , Lastfall 1001 G Gesamtsumme , von 1.35 bis 8.75 M 1 : 250
Stufen 1.00 mm

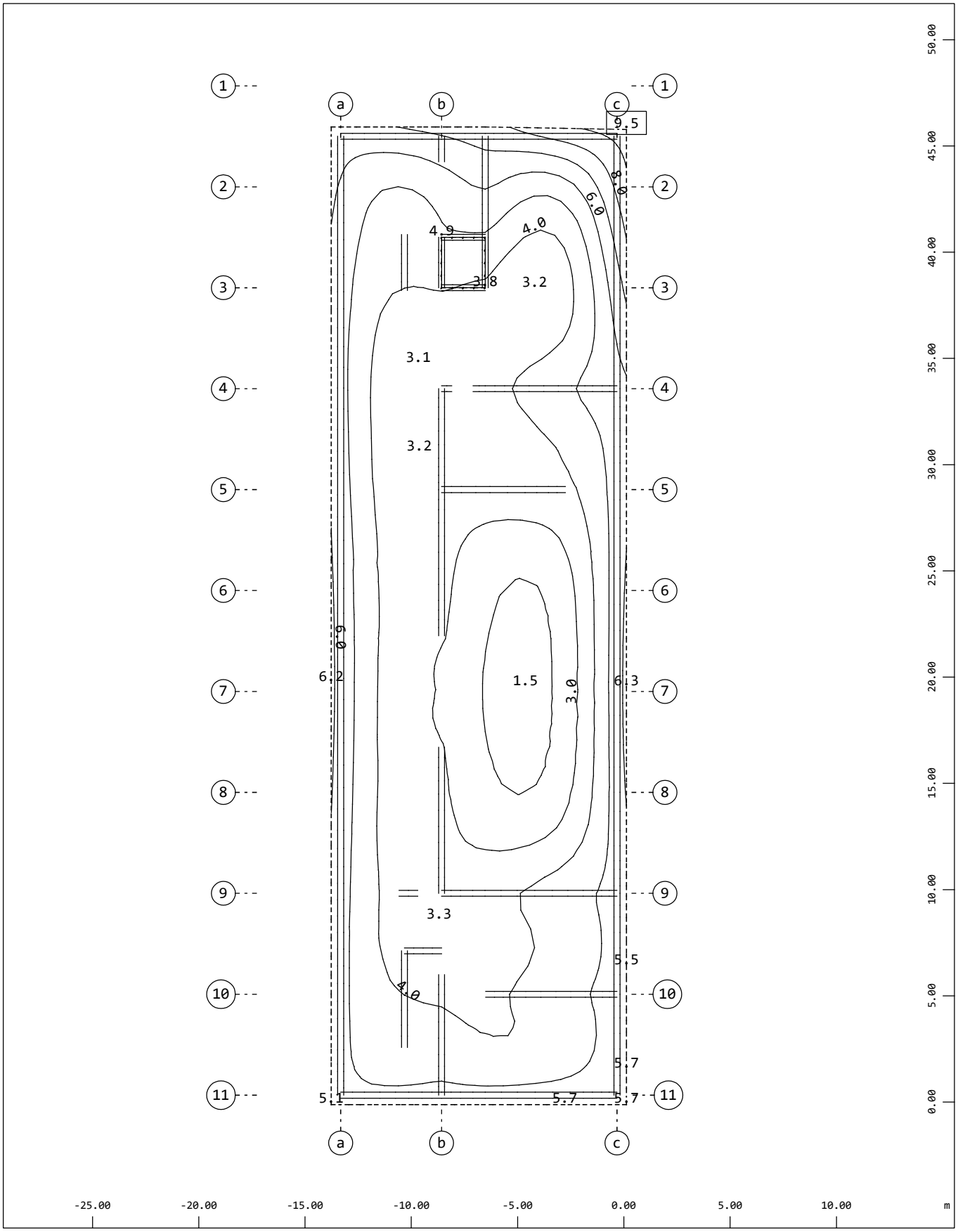
Bodenplatte_ JFE_MAXIM
Verformungen



Knotenverschiebung in global Z , Lastfall 2001 Q Gesamtsumme , von 0.606 bis 2.41 M 1 : 250
Stufen 1.00 mm

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Bodenplatte_ JFE_MAXIM
Verformungen

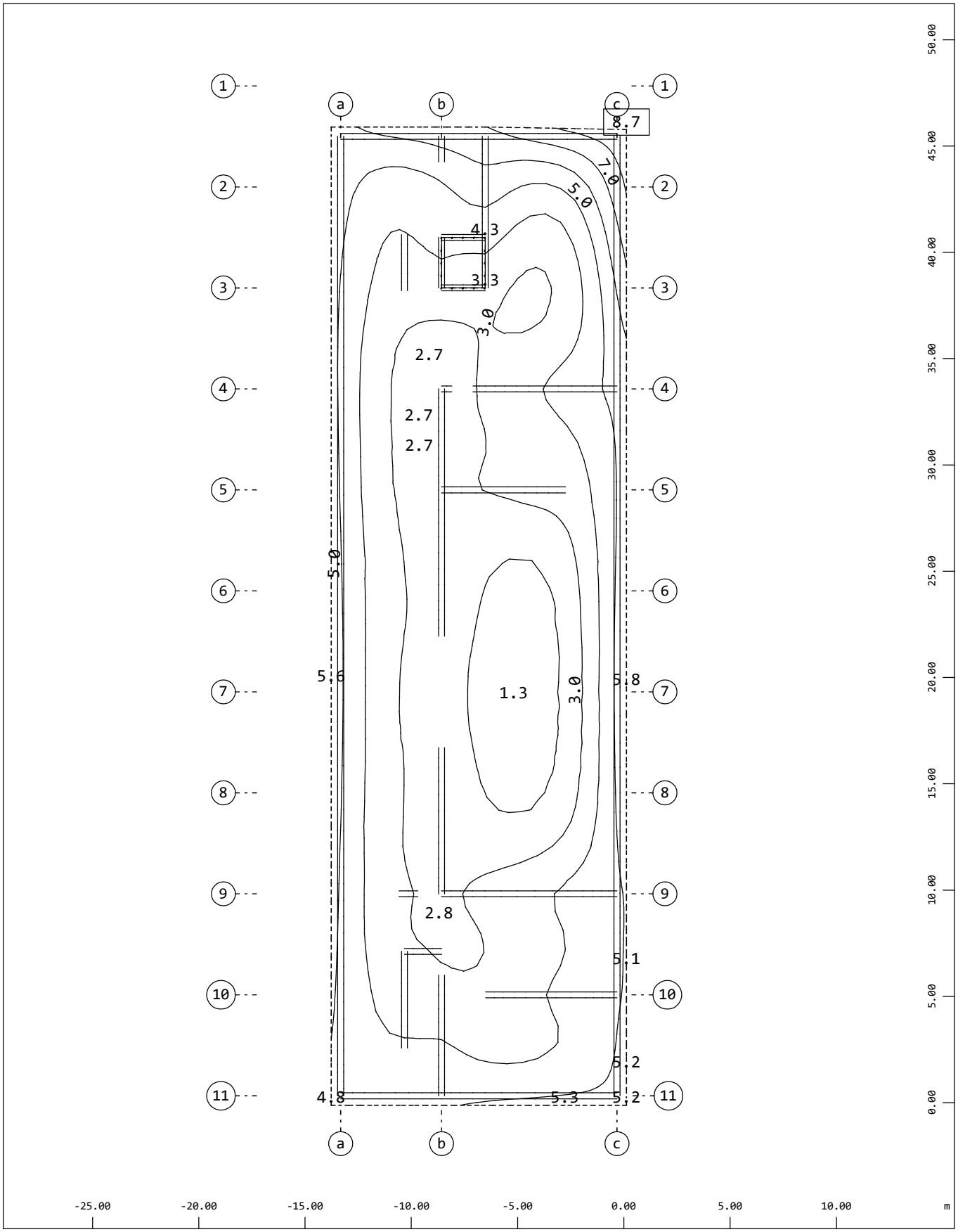


Knotenverschiebung in global Z , Lastfall 1375 MAXP-UZ KNOT Knotenverschiebunge , von
1.54 bis 9.48 Stufen 1.00 mm

M 1 : 250

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Bodenplatte_ JFE_MAXIM
Verformungen

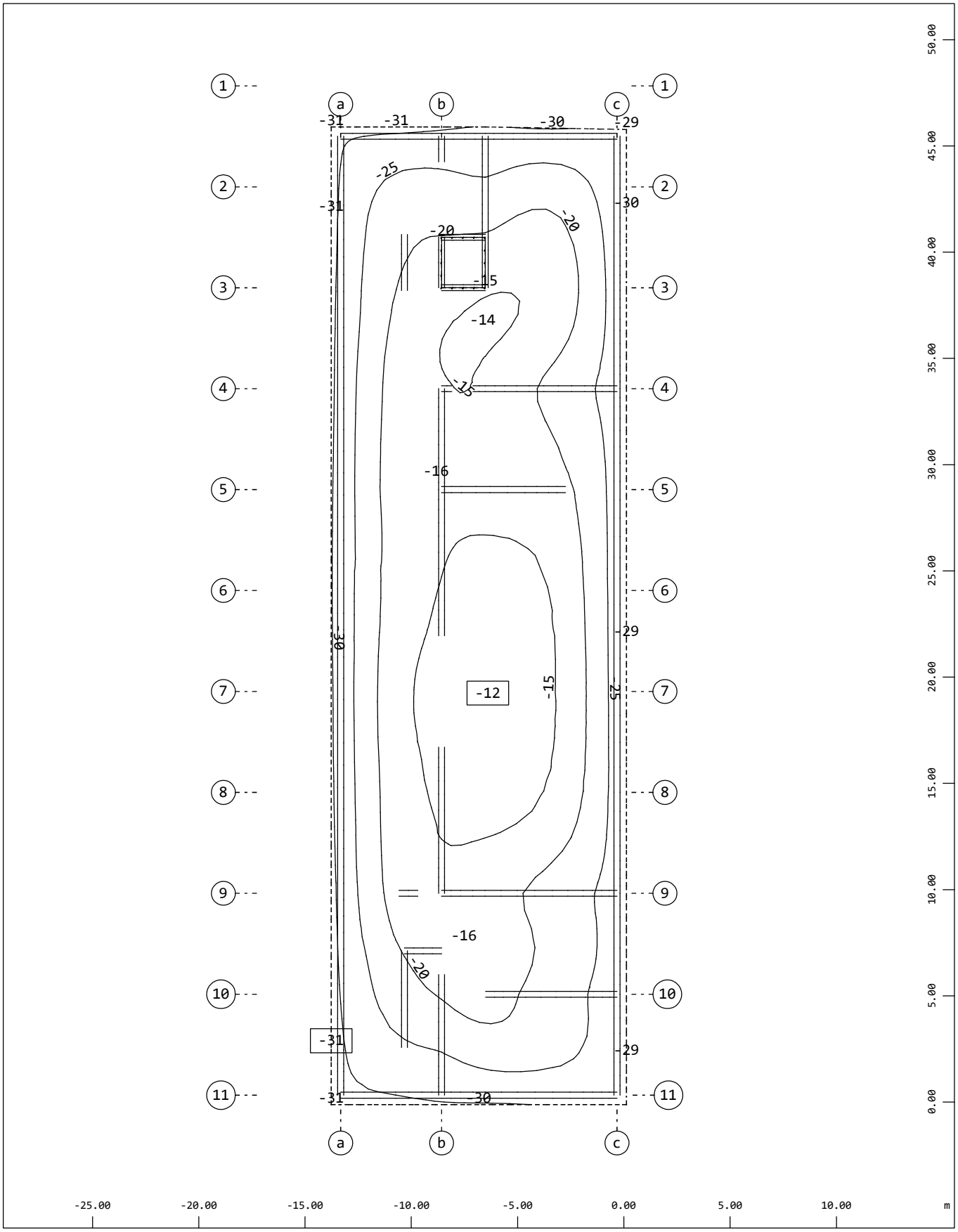


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Knotenverschiebung in global Z , Lastfall 1376 MINP-UZ KNOT Knotenverschiebunge , von
1.35 bis 8.74 Stufen 1.00 mm

M 1 : 250

Bodenplatte_ JFE_MAXIM
Bodenpressungen

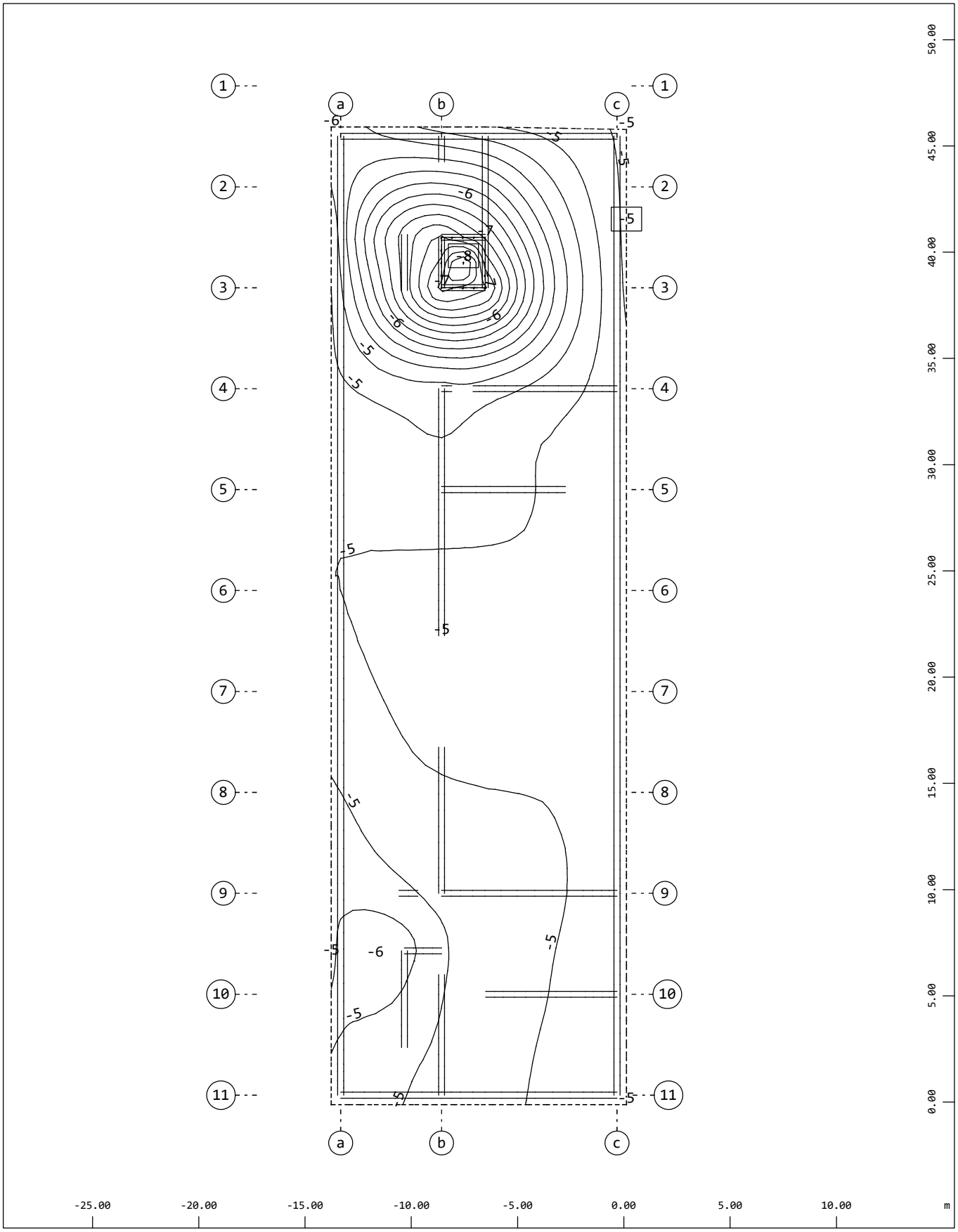


Bettungsspannung im Knoten ⬡, Lastfall 100 LF10 + LF11 + LF12 + LF13 , von -31.5 bis -11.6 Stufen 5.00 kN/m2

M 1 : 250

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Bodenplatte_ JFE_MAXIM
Bodenpressungen

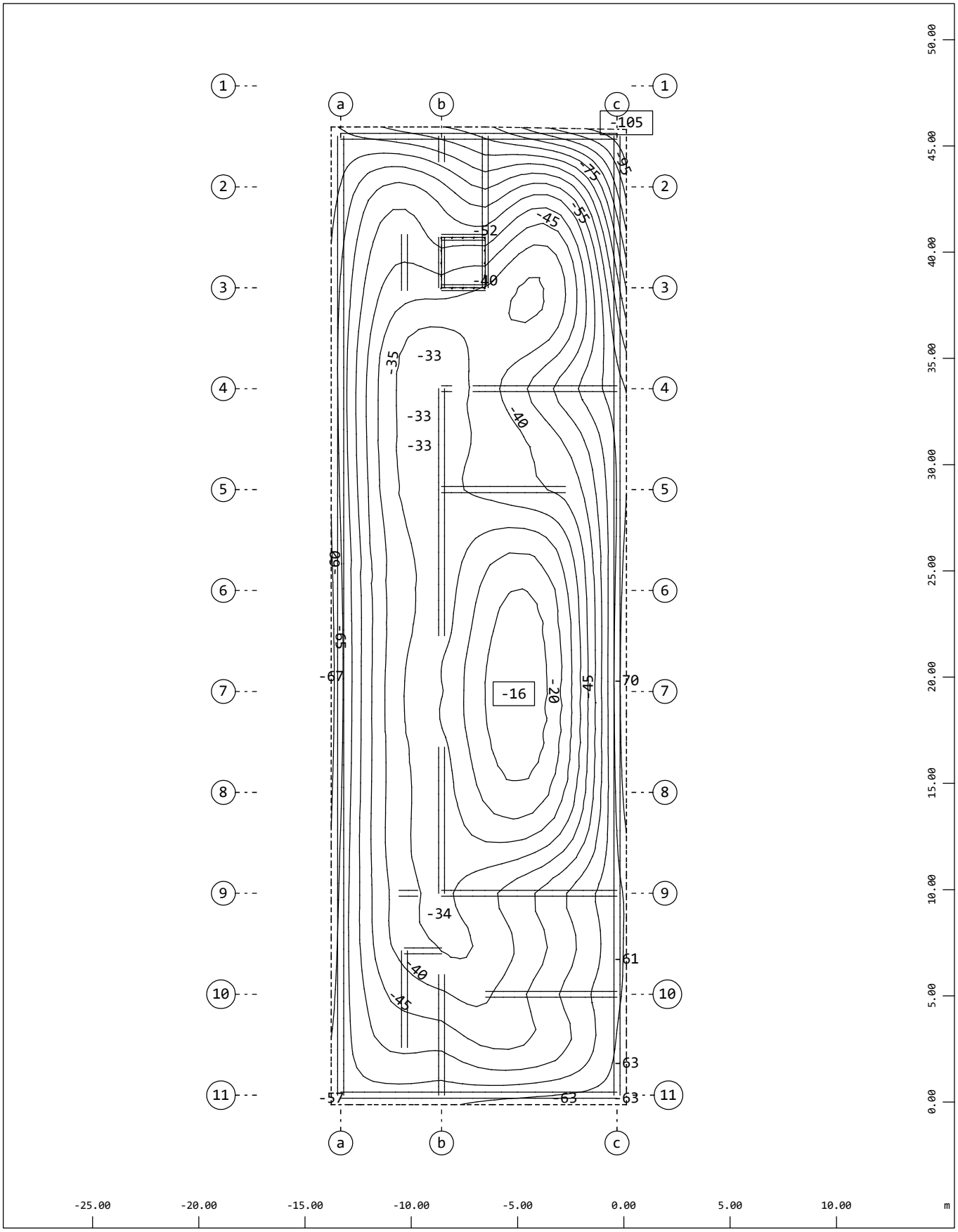


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Bettungsspannung im Knoten ⬡, Lastfall 200 Nutzlast Q LF21 und LF30 , von -7.81 bis -4.76 Stufen 0.200 kN/m2

M 1 : 250

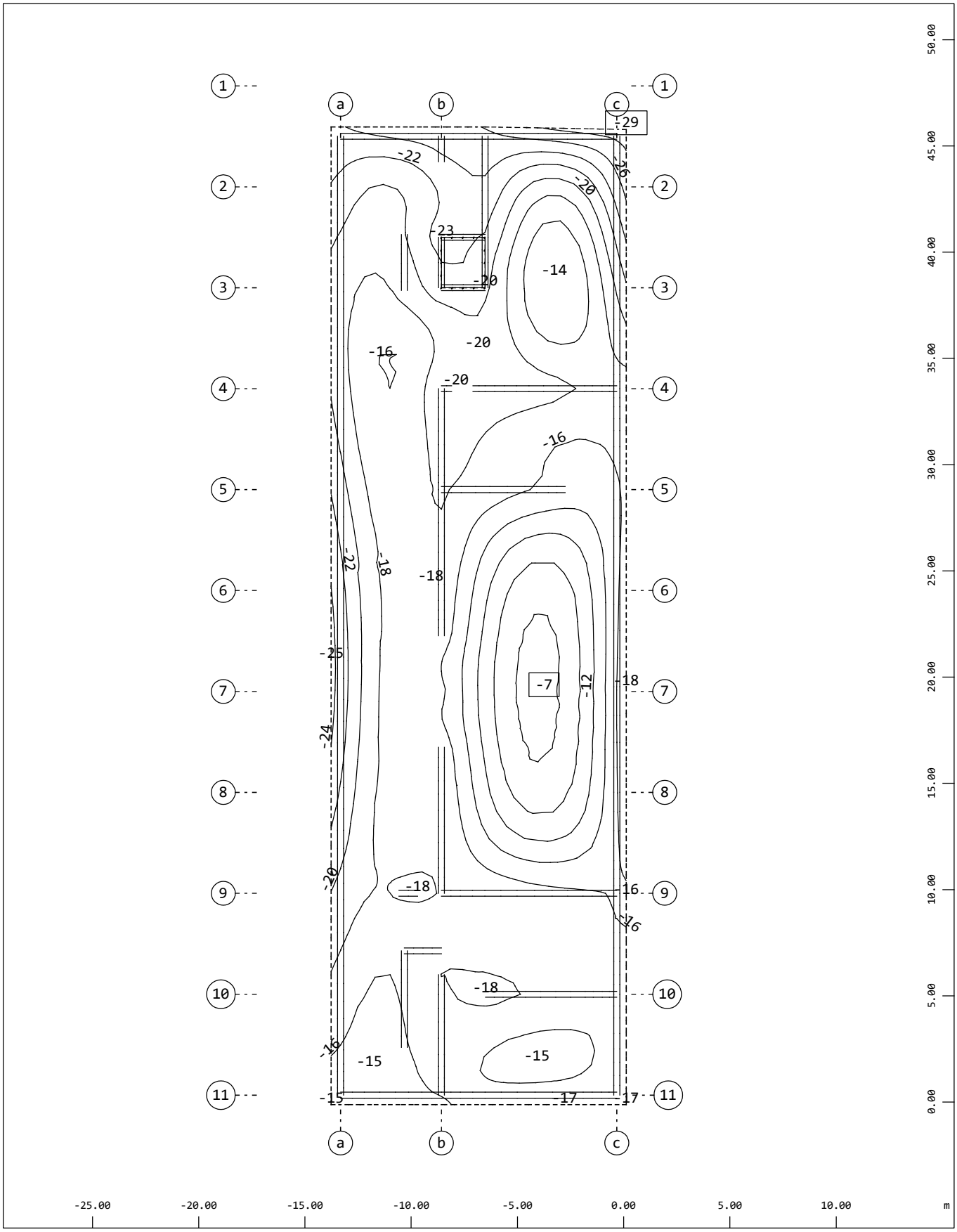
Bodenplatte_ JFE_MAXIM
Bodenpressungen



Bettungsspannung im Knoten ⬡, Lastfall 1001 G Gesamtsumme , von -105.0 bis -16.2 Stufen
5.00 kN/m2
M 1 : 250

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Bodenplatte_ JFE_MAXIM
Bodenpressungen

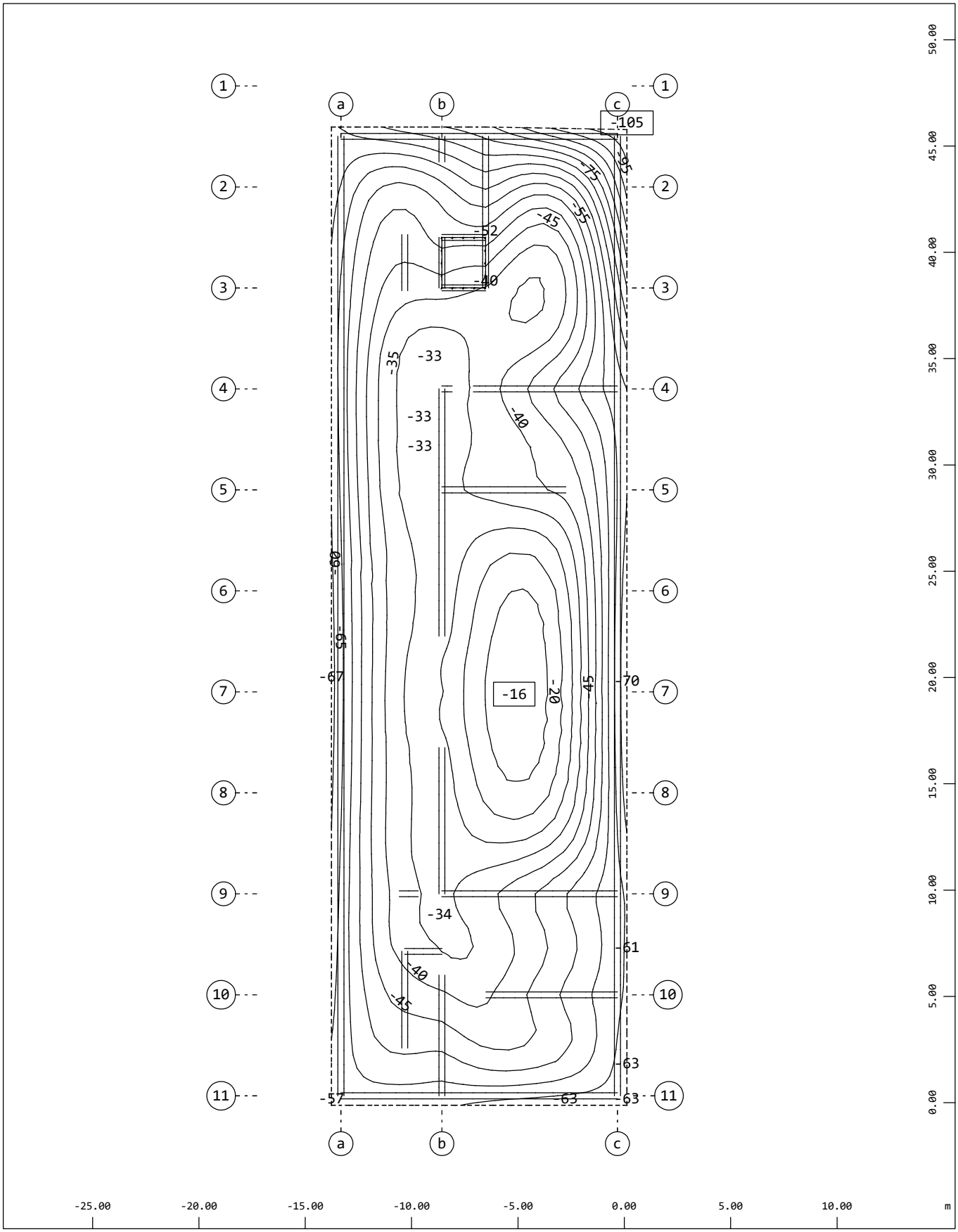


Bettungsspannung im Knoten , Lastfall 2001 Q Gesamtsumme , von -29.0 bis -7.27 Stufen
2.00 kN/m2

M 1 : 250

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Bodenplatte_ JFE_MAXIM
Bodenpressungen

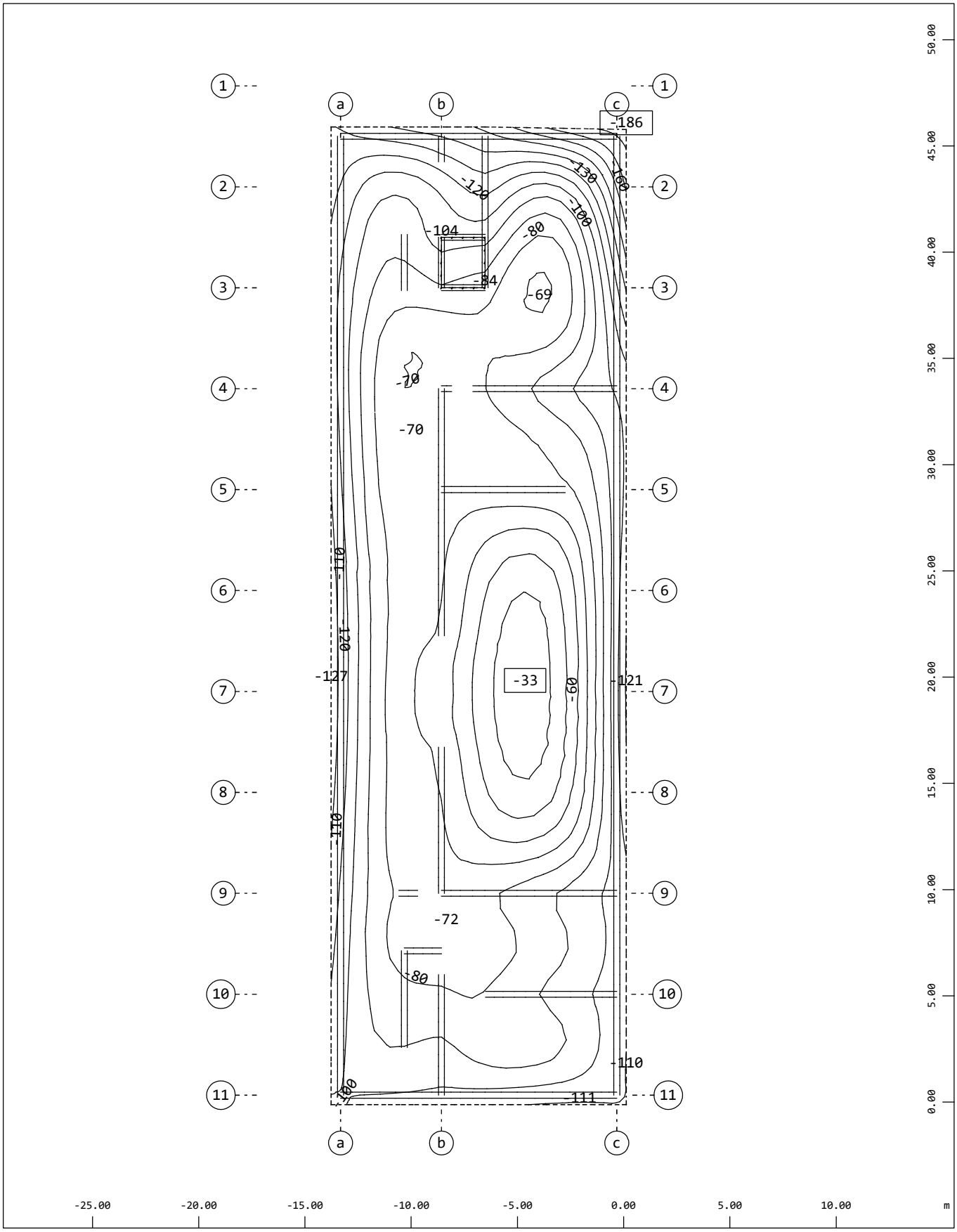


Bettungsspannung im Knoten ⬡, Lastfall 2117 MAX-P QUAD Bettungsspannungen , von -104.6 bis -16.2 Stufen 5.00 kN/m2

M 1 : 250

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Bodenplatte_ JFE_MAXIM
Bodenpressungen

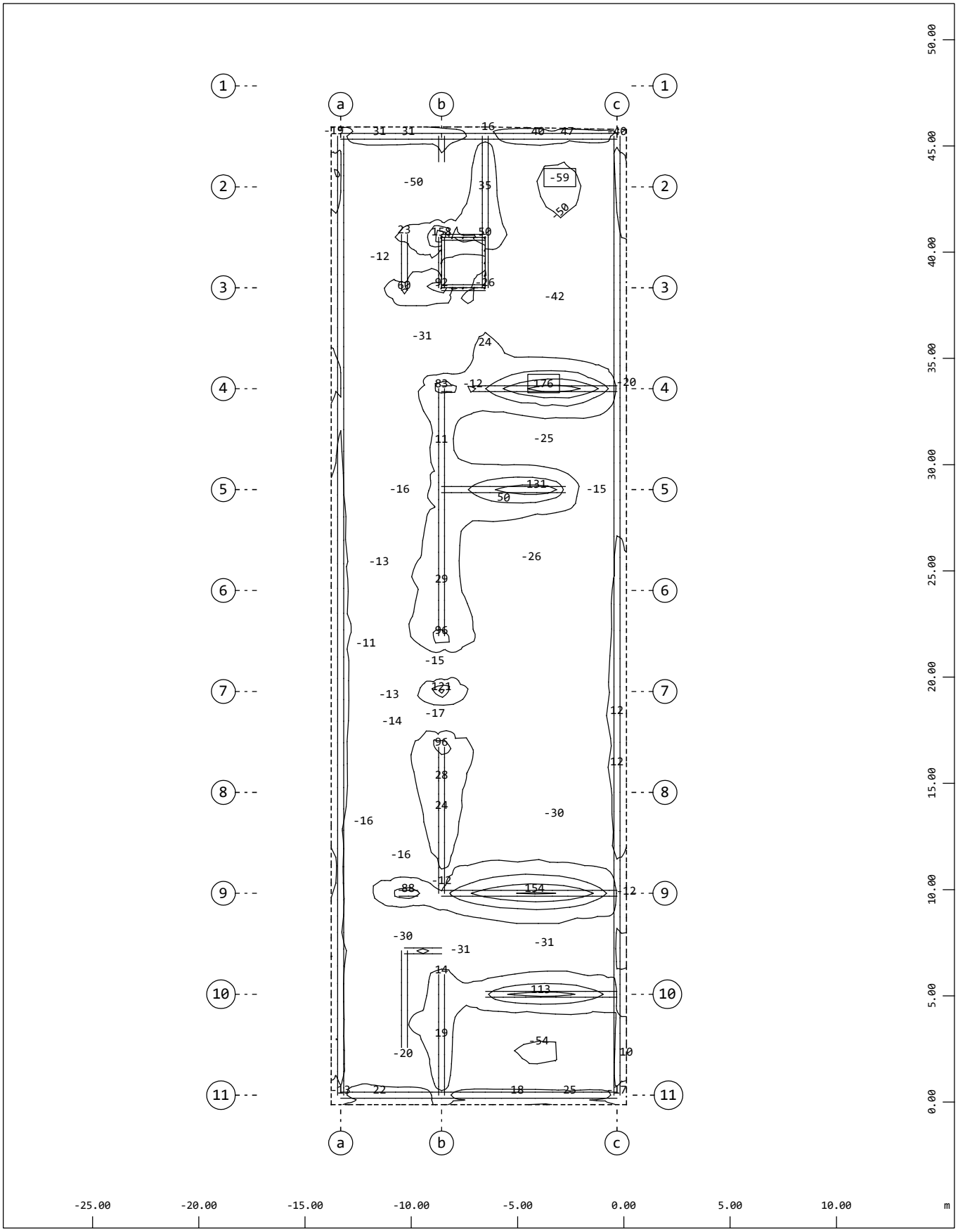


Bettungsspannung im Knoten ⬡, Lastfall 2118 MIN-P QUAD Bettungsspannungen , von -185.5 bis -33.2 Stufen 10.0 kN/m2

M 1 : 250

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Bodenplatte_ JFE_MAXIM
Schnittgrößen

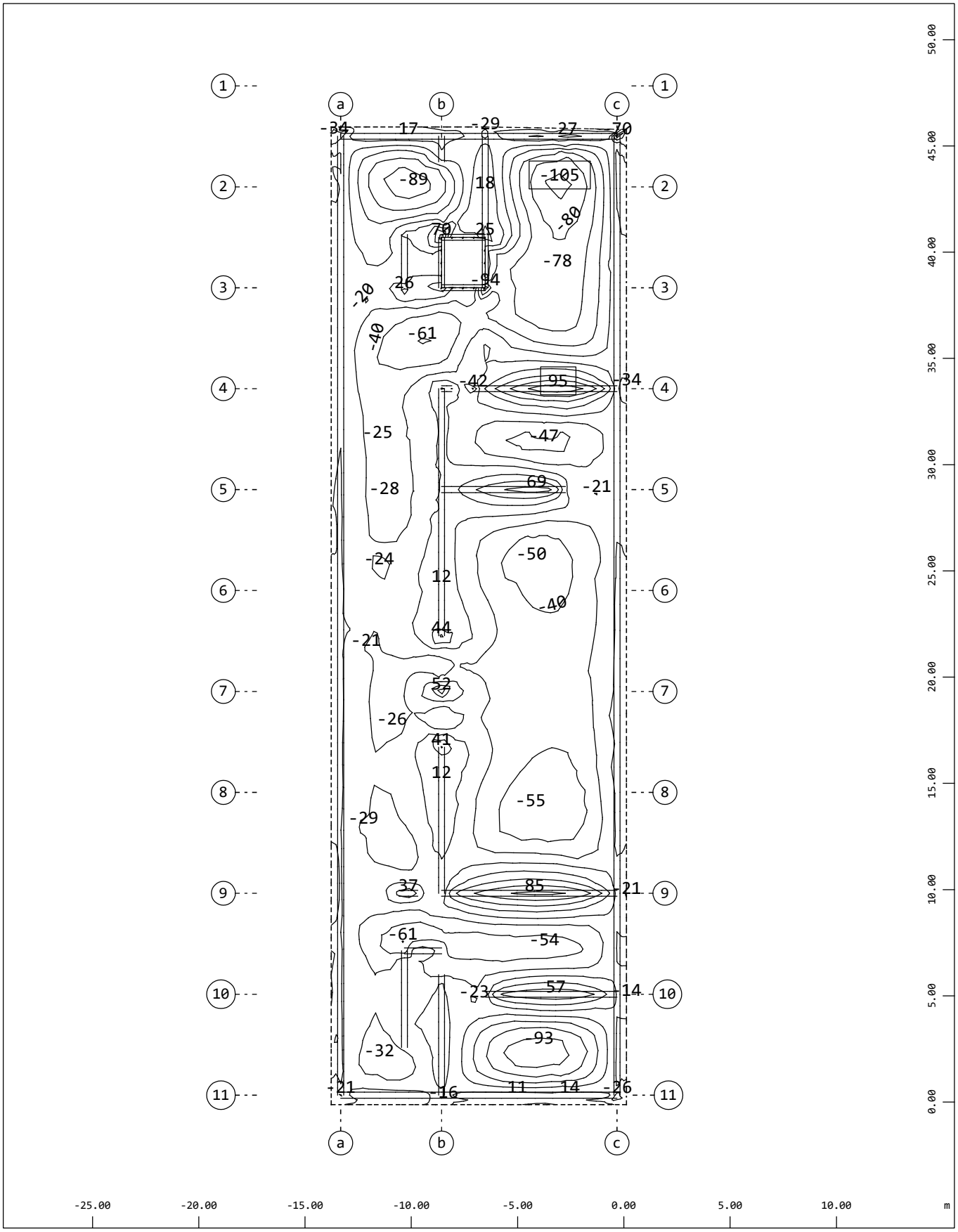


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Biegemoment m-xx in lokal x im Knoten ⇕ , Lastfall 2101 MAX-MXX QUAD Schnittgrößen in , von -59.2 bis 175.8 Stufen 50.0 kNm/m

M 1 : 250

Bodenplatte_ JFE_MAXIM
Schnittgrößen



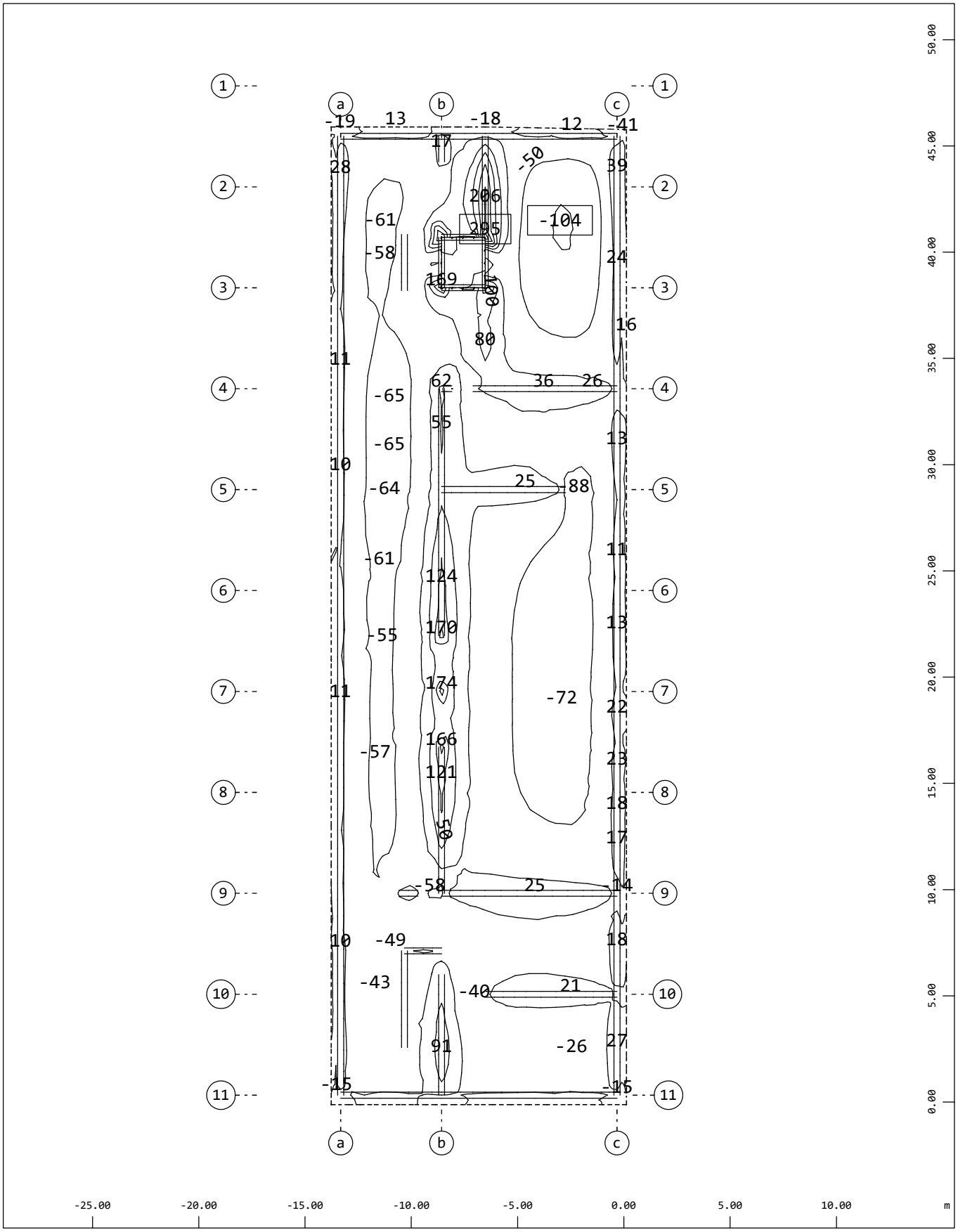
X
Z Y

Biegemoment m-xx in lokal x im Knoten ⇕ , Lastfall 2102 MIN-MXX QUAD Schnittgrößen in , von -105.4 bis 95.3 Stufen 20.0 kNm/m

M 1 : 250

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Bodenplatte_ JFE_MAXIM
Schnittgrößen

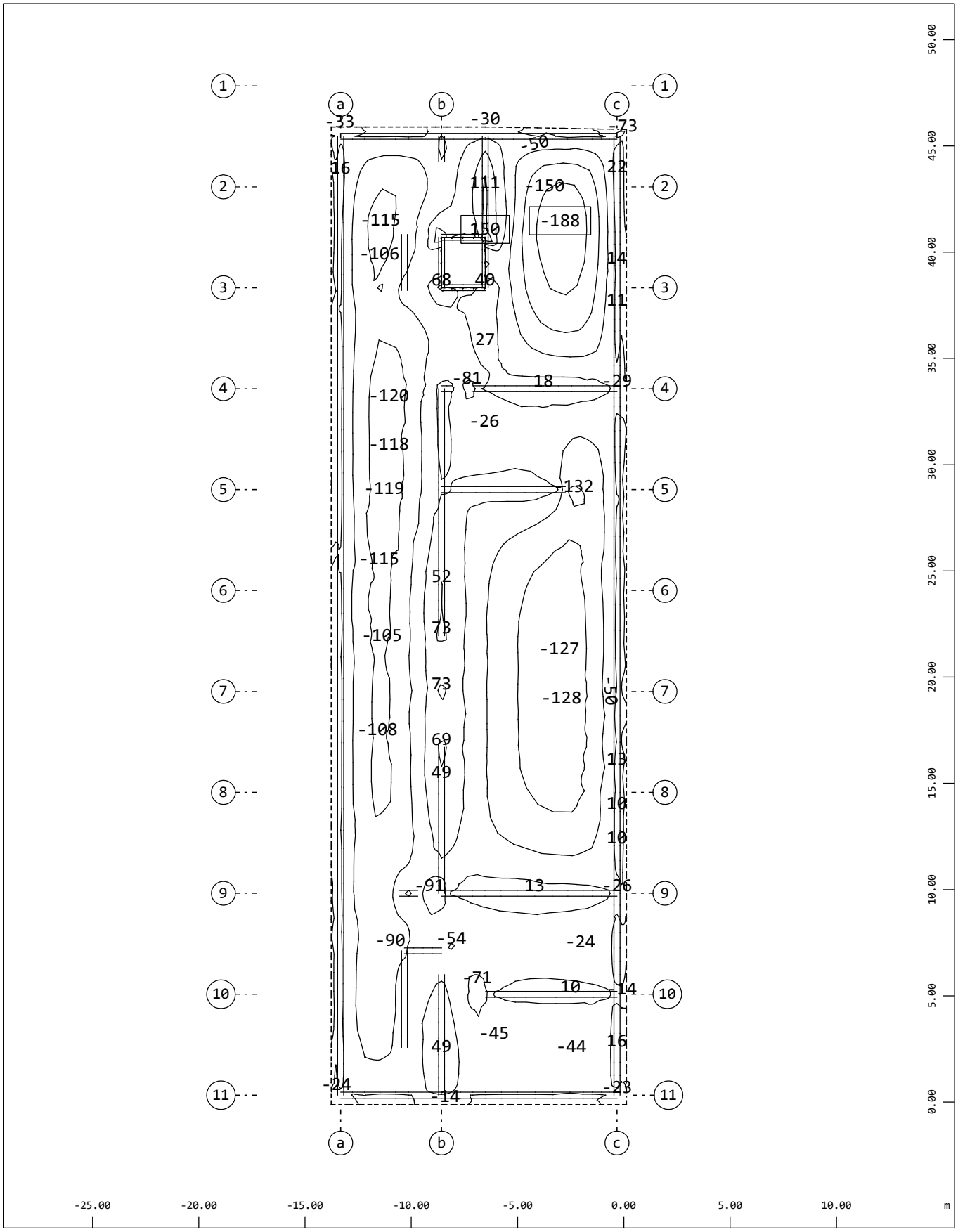


Biegemoment m-yy in lokal y im Knoten ↔, Lastfall 2103 MAX-MYY QUAD Schnittgrößen in
, von -104.5 bis 295.1 Stufen 50.0 kNm/m

M 1 : 250

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Bodenplatte_ JFE_MAXIM
Schnittgrößen

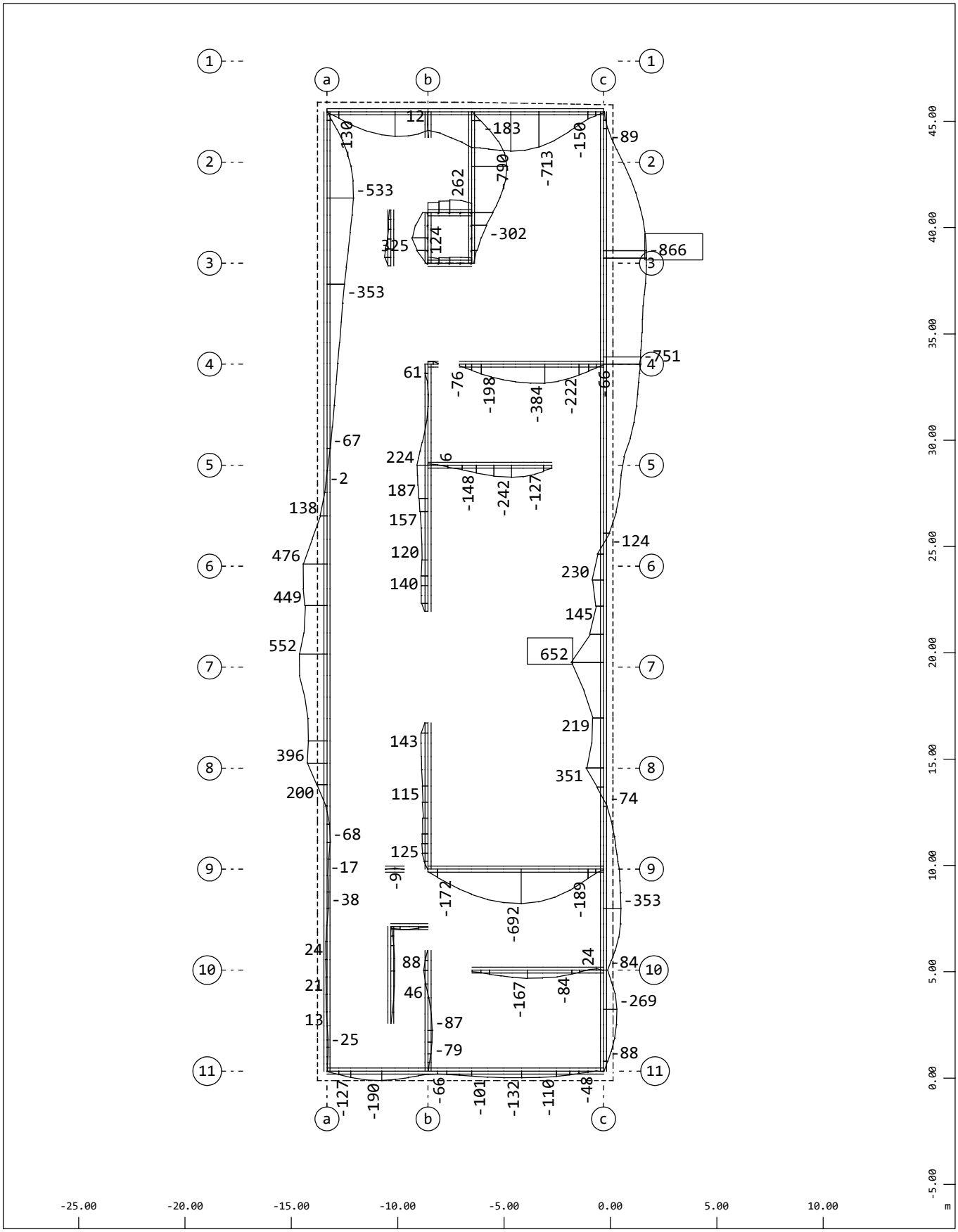


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Biegemoment m-yy in lokal y im Knoten ↔, Lastfall 2104 MIN-MYY QUAD Schnittgrößen in , von -187.6 bis 150.4 Stufen 50.0 kNm/m

M 1 : 250

Bodenplatte_ JFE_MAXIM
Schnittgr��en



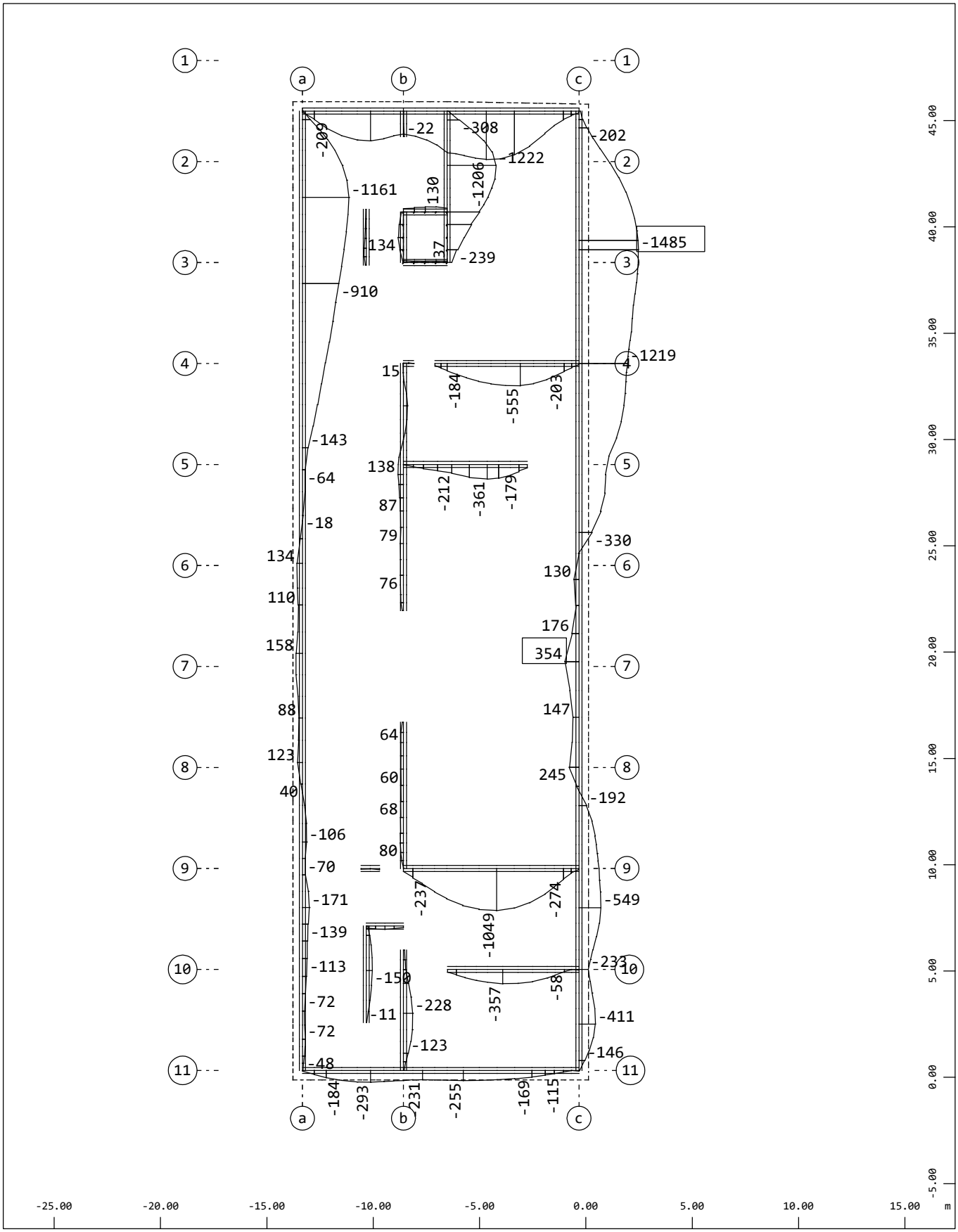
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

X
Z Y

Stabelemente , Biegemoment My, Lastfall 2129 MAX-MY STAB Kräfte in Stabeleme , 1 cm im
Raum = 1070. kNm (Min=-866.0) (Max=651.8)

M 1 : 250

Bodenplatte_ JFE_MAXIM
Schnittgr��en

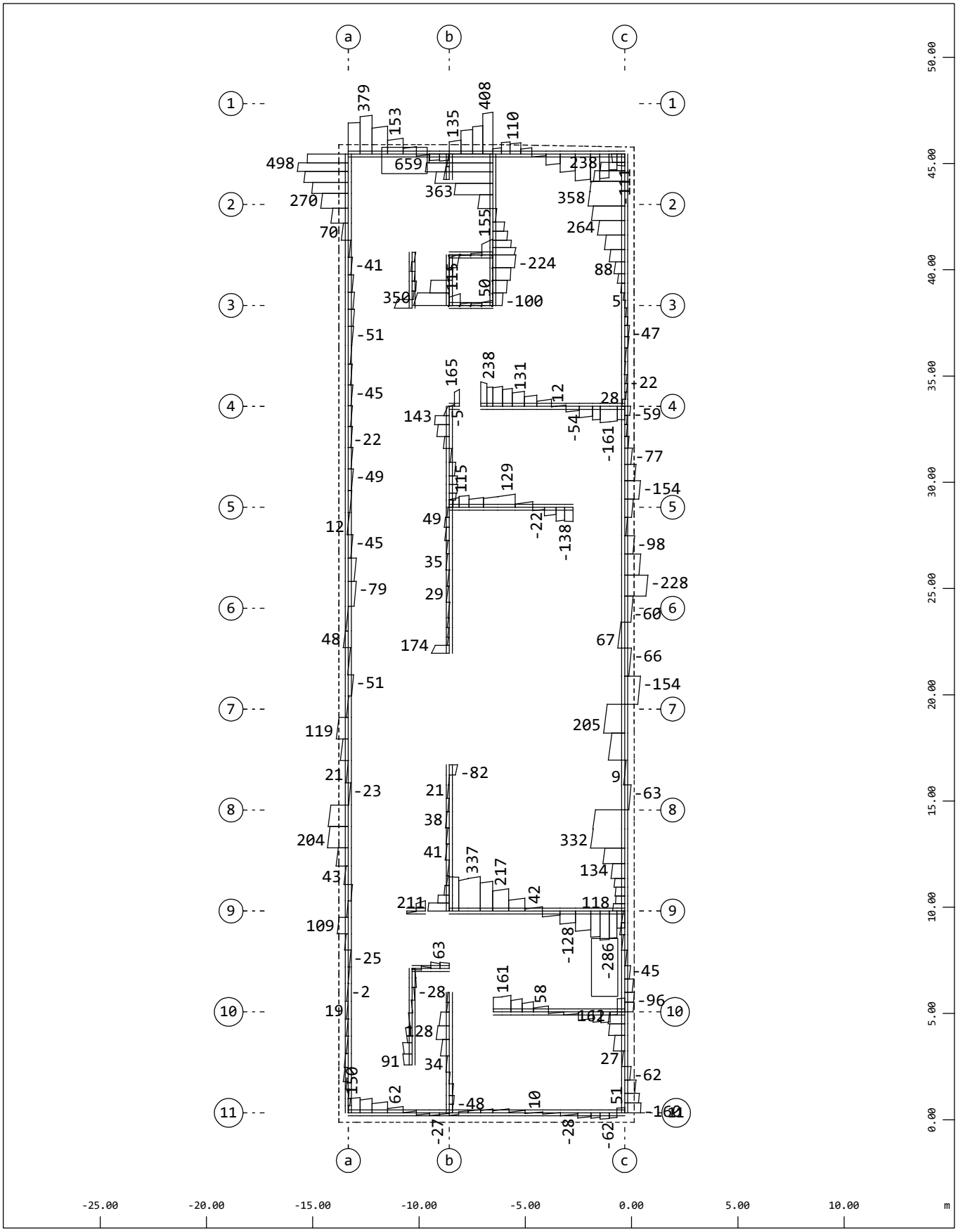


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Stabelemente , Biegemoment My, Lastfall 2130 MIN-MY STAB Kräfte in Stabeleme , 1 cm im
Raum = 1328. kNm (Min=-1485.) (Max=354.4)

M 1 : 250

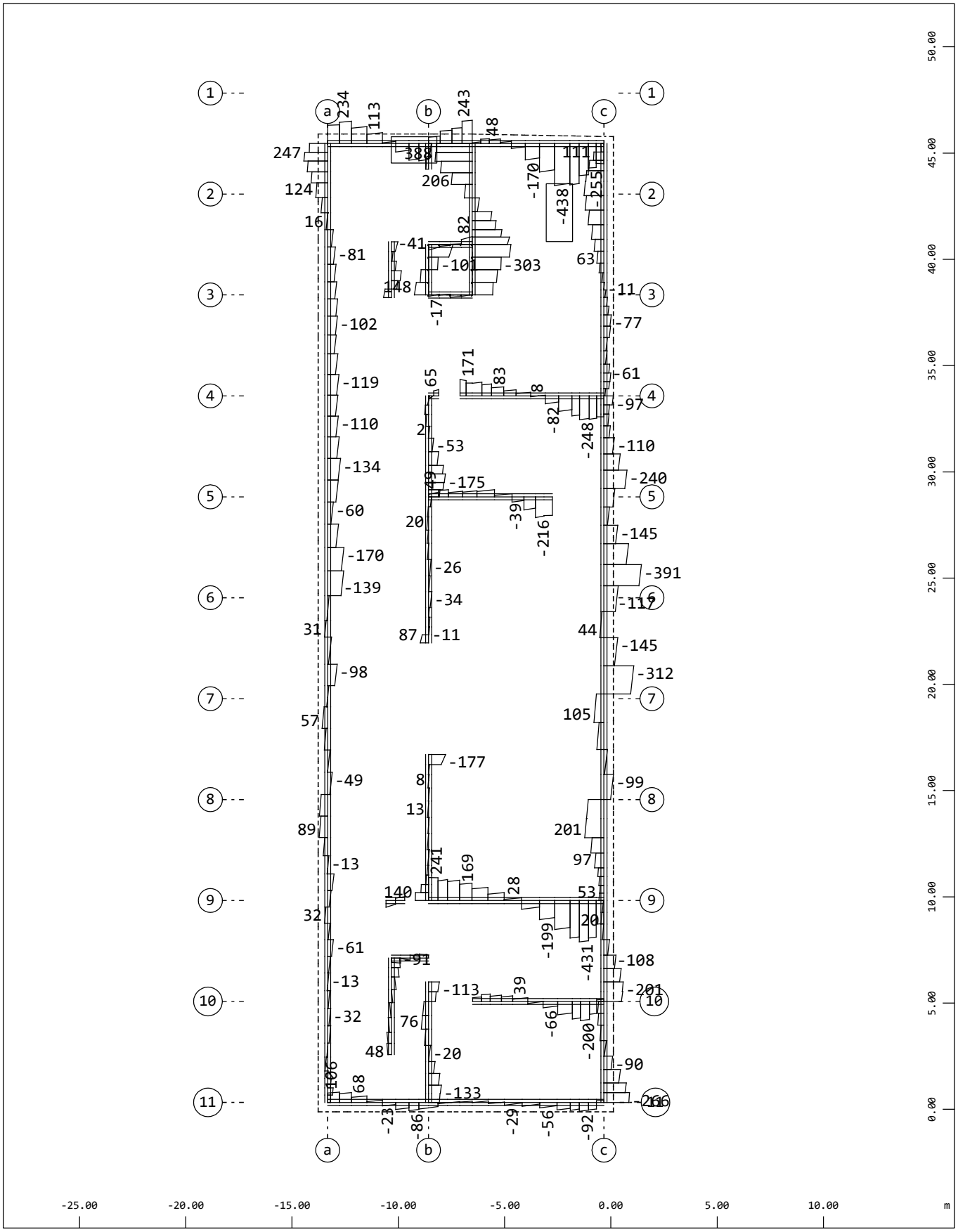
Bodenplatte_ JFE_MAXIM
Schnittgr**en



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

X
Z Y
Stabelemente , Querkraft Vz, Lastfall 2125 MAX-VZ STAB Kräfte in Stabeleme , 1 cm im
Raum = 519.5 kN (Min=-285.5) (Max=658.7)
M 1 : 250

Bodenplatte_ JFE_MAXIM
Schnittgr��en



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

X
Z Y
Stabelemente , Querkraft Vz, Lastfall 2126 MIN-VZ STAB Kräfte in Stabeleme , 1 cm im
Raum = 554.7 kN (Min=-438.3) (Max=388.1)
M 1 : 250

8.3.4 Sicherstellung der Dauerhaftigkeit

Bauteil	Expositions-klasse	Mindestbeton-festigkeitsklasse	Betondeckung [mm] c_{min} + Δc = c_{nom}		
Bodenplatte					
erdseitig (unten)	XC2, WF	C 16/20	20	15	35
innen (Klassenräume, etc.)	XC1, WO	C 16/20	10	10	20

gewählt:

Wahl der Festigkeitsklasse:

Bodenplatte	C25/30

Betondeckung gewählt:	erdseitig :	35 mm
	innen:	35 mm

8.3.5 Bemessung GZT und GZG

Bemessungswerte der Baustoffe

Teilsicherheitsbeiwerte in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit:

- Beton < C55/67 $\gamma_c = 1,5$
- Betonstahl $\gamma_s = 1,15$

Beton: C25/30: $f_{ck} = 25$ N/mm²

$f_{cd} = 0,85 \cdot 25 / 1,5 = 14,20$ N/mm²

Betonstahl: B500B: $f_{yk} = 500$ N/mm²

$f_{yd} = 500 / 1,15 = 435$ N/mm²

Die Bodenplatte werden mit dem FEM-Programm SOFiSTiK bemessen.

Hinsichtlich der Querkraftbeanspruchung wird untersucht, in wie weit die Platte ohne Querkraftbewehrung auskommt. Bereiche an Wandecken, Wandenden und über Stützen werden in der Regel gesondert nachgewiesen, da hier meist der Durchstanznachweis maßgebend wird. Dieser wird ggf. mit einem separaten Programm geführt.

Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (EC2, Abs. 7)

Nach DIN EN 1992-1, Kap. 7 ist das nutzungsgerechte und dauerhafte Verhalten eines Bauwerkes zu gewährleisten. Hierfür ist der Nachweis der Begrenzung der Spannungen, der Begrenzung der Verformung, und der Rissbreitenbegrenzung zu erbringen.

a) Begrenzung der Spannungen (EC2, Abs. 7.1):

Die Spannungsnachweise können in unserem Falle gemäß DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04, Abs. 7.1 entfallen. Das heißt die Vorgaben für die Konstruktionsregeln, besonderes die Mindestbewehrung muss eingehalten werden.

b) Begrenzung der Verformung (EC2, Abs. 7.4.3):

Der Nachweis der Begrenzung der Verformungen erfolgt ohne direkte Berechnung nach EC2 Absatz 7.4.2 durch Begrenzung der Biegeschlankheit.

c) *Begrenzung der Rissbreite (EC2 Abs. 7.3):*

Die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit und das Erscheinungsbild üblicher Stahlbetonteile gelten als erfüllt, wenn die Rechenwerte der Rissbreite wk nicht überschritten werden. Die Begrenzung der Rissweite umfasst die Nachweise:

- Nachweis der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite unter Zwang:

Die Berechnung der Mindestbewehrung a_s zur Aufnahme von Zwangseinwirkungen und Eigenspannungen und dazugehöriger Stabdurchmesser $d_{s,max}$ zur Begrenzung der Rissbreite nach EC2, 7.3.3 (5) wird geführt. In allen Decken bzw. Bodenplatten wird in allen Bereichen jeweils das Maximum aus den Werten für zentrischen und Biegezwang als Grundbewehrung eingelegt.

- Nachweis der Begrenzung der Rissbreite unter den maßgebenden Einwirkungskombinationen:

Mit dem FEM-Programm SOFiSTiK, Modul BEMESS wird der Nachweis in Form der Durchmesserbegrenzung nach Tab. 7.2DE im Zuge der Bemessung geführt.

Ebenso wird bei der Bemessung mit SOFiSTiK-BEMESS der Nachweis der Mindestbewehrung zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens nach EC2 Abs. 9.2.1.1 rechnerisch geführt.

Begrenzung der Rissbreite für die statisch erforderliche Bewehrung unter Lasteinwirkungen

Die erforderliche Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite unter Lasteinwirkung wird vom Programm SOFiSTiK berechnet und die notwendige Bewehrung entsprechend erhöht.

Begrenzung der Rissbreite unter Zwangseinwirkungen

Die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite unter Zwangseinwirkungen wurde für den Fall „spätem Zwang“ ermittelt.

Zur Ermittlung der Mindestbewehrung wird das Programm Mathcad verwendet.

Expositionsklassen:

- Bodenplatte im Inneren	(oben)	XC1, W0	w_k = 0,40 mm
- Bodenplatte unter Abdichtung	(unten)	XC3, WF	w_k = 0,30 mm

Plattendicke	erf. a_s	gew. Grundbewehrung	vorh. a_s	≥ erf. as
35 cm 1.Lage unten	12,9 cm²	Ø14/11	14,0 cm²	> erf. As
35 cm 2.Lage unten	14,8 cm²	Ø14/10	15,4 cm²	> erf. As
35 cm 1.Lage oben	11,1 cm²	Ø14/12	12,8 cm²	> erf. As
35 cm 2.Lage oben	12,8 cm²	Ø14/12	12,8 cm²	> erf. As
30 cm 1. + 2. Lage	13,2 cm²	Ø14/11	14,0 cm²	> erf. As

Falls die Bauzeit in den Winter kommt, ist die Decke durch Winterbaumaßnahmen entsprechend zu schützen.

Rißbreitenbeschränkung gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.4 (direkte Berechnung)

Die erforderliche Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung wird für eine Bauteilseite berechnet.

Bauteilabmessungen $h := 0.35$ m $b := 1$ m

Stahlbeton Beton := "C25/30" Stahl := "B500"

Rechnerische Rißbreite $w_k := 0.3$ mm

Betondeckung zur äußeren Lage der betrachteten Richtung $c := 35$ mm Größtkorn $d_g := 32$ mm

Bewehrung $n_{s.L} := 1$ Lage(n) Ø := 14 / $s := 11$ cm

Eff. Betonzugfestigkeit
Betonzugfestigkeit $f_{ctm}(t)$ zum Rißzeitpunkt

$$f_{ct.eff}(t) = k_{zt}(t) \cdot f_{ctm}$$

Später Zwang
t > 28 d $k_{zt} = 1.0$ $f_{ct.eff} \geq 3.0$ N/mm² für Normalbeton
$f_{ct.eff} \geq 2.5$ N/mm² für Leichtbeton

Früher Zwang
t = 3...5 d $k_{zt} = 0.5$ 0.5 f_{ctm} gem. DIN EN 1992-2:2010-12, NCI zu 7.3.2(102) (Brückenbau)

Empfehlung DBV-Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung ...", Fassung 05/2016:

r < 0.5	$k_{zt} = 0.65$	(h ≤ 0.30 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
	$k_{zt} = 0.75$	(0.30 m < h ≤ 0.80 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
	$k_{zt} = 0.85$	(0.80 m < h ≤ 2.00 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
r < 0.3	$k_{zt} = 0.60$	(0.30 m < h ≤ 0.80 m, langsame Festigkeitsentwicklung)
	$k_{zt} = 0.70$	(0.80 m < h ≤ 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung
	$k_{zt} = 0.80$	(h > 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung)

Ansatz $k_{zt} := 1.0$ $f_{ct.eff}(k_{zt}) = 3$ *N/mm²*

Beiwert für Eigenspannungen
h ≤ 30cm k = 0.8
h ≥ 80cm k = 0.5
äußerer Zwang k = 1.0
$k = 0.77$

Beiwert Spannungsverteilung $k_c := 1.0$
zentrischer Zug = 1.0
reine Biegung = 0.4

Abminderungsfaktor für langsam erhärtenden Beton
$r = f_{cm2}/f_{cm28} \leq 0,3$ $k_L = 0.85$
$r = f_{cm2}/f_{cm28} > 0,3$ $k_L = 1.0$
$k_L := 1.0$

Pauschale Abminderung der Bewehrung auf 85% gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.2(NA.6) nur bei innerem Zwang und Verwendung von langsam erhärtenden Betonen

Bewehrung je Seite $A_{s.erf} = 12.9$ cm² $A_{s.vorh} = 14$ cm² $\frac{A_{s.erf}}{A_{s.vorh}} = 0.92$

$\rho = 0.45$ %

Stahlspannung $\sigma_s = 278$ *N/mm²* Wirkungszone der Bewehrung $h_{eff} = 12$ cm

Rissinformation Rißinformation = "Abgeschlossenes Rißbild"
Bemessungsinformation Bemessung = "als dickes Bauteil, Sammelrißbildung im Inneren"

Hinweise zur Ausschreibung und zur Ausführungsplanung gem. DBV - Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung ..."

Die getroffenen Annahmen sind durch Hinweise in der Baubeschreibung und im Leistungsverzeichnis sowie auf den Ausführungsplänen dem Bauausführenden rechtzeitig mitzuteilen, damit bei der Festlegung des Betons eine entsprechende Anforderung aufgenommen werden kann. Die betroffenen Bauteile sind konkret zu bezeichnen.

Textbeispiel:
"Bei der rechnerischen Begrenzung der Rissbreite für das Bauteil ..., Pos. ... wurde
früher Zwang / später Zwang vorausgesetzt.
Zur Begrenzung der frühen Betonzugfestigkeit wurde ein Beton mit
langsamer Festigkeitsentwicklung (r < 0,3)
mittlerer Festigkeitsentwicklung (r < 0.5)
schneller Festigkeitsentwicklung (r ≥ 0.5) angenommen.
(Nichtzutreffendes streichen bzw. entfernen)
Damit ggf. verbundene Randbedingungen wie Ausschalfristen und verlängerte Nachbehandlung sind zu beachten.

Bei der Festlegung des Betons ist durch den Bauausführenden dafür Sorge zu tragen, dass die rechnerisch angenommene Zugfestigkeit zum Zeitpunkt der Rissbildung nicht überschritten wird."

---

* DBV-Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau" 05/2016 - Auszug:

Tabelle 7. Empfohlene Anhaltswerte der Betonzugfestigkeit bei Zwang aus Abfließen der Hydratationswärme
Table 7. Recommended calculation values of concrete tensile strength due to restraint from loss of the heat of hydration

S	1		2	3	4	5
Z	Festigkeitsentwicklung des Betons		Bauteildicke *h*			
			≤ 0,30 m	≤ 0,80 m	≤ 2,0 m	> 2,0 m
1	langsam	$(r < 0{,}30)$ [1) 2)]	– [3)]	$0{,}60 f_{ctm}$	$0{,}70 f_{ctm}$ [4)]	$0{,}80 f_{ctm}$ [4)]
2	mittel	$(r < 0{,}50)$ [1)]	$0{,}65 f_{ctm}$	$0{,}75 f_{ctm}$	$0{,}85 f_{ctm}$	$0{,}95 f_{ctm}$
3	schnell	$(r \geq 0{,}50)$ [1)]	$0{,}80 f_{ctm}$	$0{,}90 f_{ctm}$	$1{,}0 f_{ctm}$	$1{,}00 f_{ctm}$

1) Die Festigkeitsentwicklung des Betons wird durch das Verhältnis $r = f_{cm}(2\,d) / f_{cm}(28\,d)$ beschrieben, das bei der Eignungsprüfung oder auf der Grundlage eines bekannten Verhältnisses von Beton vergleichbarer Zusammensetzung (d. h. gleicher Zement, gleicher w/z-Wert) ermittelt wurde.
Wird bei besonderen Anwendungen die Druckfestigkeit zu einem späteren Zeitpunkt $t > 28$ Tage bestimmt, ist das Verhältnis der mittleren Druckfestigkeit nach 2 Tagen $f_{cm}(2\,d)$ zur mittleren Druckfestigkeit zum Zeitpunkt der Bestimmung der Druckfestigkeit $f_{cm}(t)$ zu ermitteln oder es ist vom Betonhersteller eine Festigkeitsentwicklungskurve bei 20 °C zwischen 2 Tagen und dem Zeitpunkt der Bestimmung der Druckfestigkeit anzugeben.

2) Bei Festigkeitsklassen ≥ C30/37 ist es i. d. R. nicht möglich, das Festigkeitsverhältnis $r < 0{,}30$ bezogen auf 28 Tage zu begrenzen. In diesen Fällen ist es erforderlich, den Zeitpunkt des Nachweises der Festigkeitsklasse auf einen späteren Zeitpunkt (z. B. 56 Tage) zu vereinbaren.

3) Die Auslegung der Bewehrung bei dünnen Bauteilen auf eine langsame Festigkeitsentwicklung ist nicht sinnvoll. Es sollte grundsätzlich mindestens eine mittlere Festigkeitsentwicklung angenommen werden.

4) Der empfohlene Anhaltswert für massige Bauteile ist erst bei der Verwendung von langsam erhärtenden Betonen mit einem Prüfalter von 91 Tagen zu erwarten.

Rißbreitenbeschränkung gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.4 (direkte Berechnung)

Die erforderliche Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung wird für eine Bauteilseite berechnet.

Bauteilabmessungen $h := 0.35\ m$ $b := 1\ m$

Stahlbeton Beton := "C25/30" Stahl := "B500"

Rechnerische Rißbreite $w_k := 0.3\ mm$

Betondeckung zur äußeren Lage der betrachteten Richtung $c := 50\ mm$ Größtkorn $d_g := 32\ mm$

Bewehrung $n_{s.L} := 1\ Lage(n)$ Ø := 14 / $s := 10\ cm$

Eff. Betonzugfestigkeit
Betonzugfestigkeit $f_{ctm}(t)$ zum Rißzeitpunkt

$$f_{ct.eff}(t) = k_{zt}(t) \cdot f_{ctm}$$

Später Zwang
t > 28 d $k_{zt} = 1.0$ $f_{ct.eff} \geq 3.0$ N/mm² für Normalbeton
$f_{ct.eff} \geq 2.5$ N/mm² für Leichtbeton

Früher Zwang
t = 3...5 d $k_{zt} = 0.5$ 0.5 f_{ctm} gem. DIN EN 1992-2:2010-12, NCI zu 7.3.2(102) (Brückenbau)

Empfehlung DBV-Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung ...", Fassung 05/2016:
r < 0.5 $k_{zt} = 0.65$ (h ≤ 0.30 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
$k_{zt} = 0.75$ (0.30 m < h ≤ 0.80 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
$k_{zt} = 0.85$ (0.80 m < h ≤ 2.00 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)

r < 0.3 $k_{zt} = 0.60$ (0.30 m < h ≤ 0.80 m, langsame Festigkeitsentwicklung)
$k_{zt} = 0.70$ (0.80 m < h ≤ 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung
$k_{zt} = 0.80$ (h > 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung)

Ansatz $k_{zt} := 1.0$ $f_{ct.eff}(k_{zt}) = 3\ N/mm^2$

Beiwert für Eigenspannungen
h ≤ 30cm k = 0.8
h ≥ 80cm k = 0.5
äußerer Zwang k = 1.0
$k = 0.77$

Beiwert Spannungsverteilung $k_c := 1.0$
zentrischer Zug = 1.0
reine Biegung = 0.4

Abminderungsfaktor für langsam erhärtenden Beton
$r = f_{cm2}/f_{cm28} \leq 0,3$ $k_L = 0.85$
$r = f_{cm2}/f_{cm28} > 0,3$ $k_L = 1.0$
$k_L := 1.0$
Pauschale Abminderung der Bewehrung auf 85% gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.2(NA.6) nur bei innerem Zwang und Verwendung von langsam erhärtenden Betonen

Bewehrung je Seite $A_{s.erf} = 14.8\ cm^2$ $A_{s.vorh} = 15.4\ cm^2$ $\frac{A_{s.erf}}{A_{s.vorh}} = 0.96$

$\rho = 0.53\ \%$

Stahlspannung $\sigma_s = 278\ N/mm^2$ Wirkungszone der Bewehrung $h_{eff} = 15\ cm$

Rissinformation Rißinformation = "Einzelriß - Schwachstelle"
Bemessungsinformation Bemessung = "als dünnes Bauteil mit Abminderungsfaktor k"

Rißbreitenbeschränkung gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.4 (direkte Berechnung)

Die erforderliche Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung wird für eine Bauteilseite berechnet.

Bauteilabmessungen	$h := 0.35\ m$	$b := 1\ m$
Stahlbeton	Beton := "C25/30"	Stahl := "B500"
Rechnerische Rißbreite	$w_k := 0.4\ mm$	
Betondeckung zur äußeren Lage der betrachteten Richtung	$c := 35\ mm$	Größtkorn $d_g := 32\ mm$
Bewehrung	$n_{s.L} := 1$ Lage(n) Ø := 14 / s := 12 cm	

Eff. Betonzugfestigkeit

Betonzugfestigkeit $f_{ctm}(t)$ zum Rißzeitpunkt

$$f_{ct.eff}(t) = k_{zt}(t) \cdot f_{ctm}$$

Später Zwang
t > 28 d $k_{zt} = 1.0$ $f_{ct.eff} \geq 3.0$ N/mm² für Normalbeton
$f_{ct.eff} \geq 2.5$ N/mm² für Leichtbeton

Früher Zwang
t = 3...5 d $k_{zt} = 0.5$ 0.5 f_{ctm} gem. DIN EN 1992-2:2010-12, NCI zu 7.3.2(102) (Brückenbau)

Empfehlung DBV-Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung ...", Fassung 05/2016:

r < 0.5	$k_{zt} = 0.65$	(h ≤ 0.30 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
	$k_{zt} = 0.75$	(0.30 m < h ≤ 0.80 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
	$k_{zt} = 0.85$	(0.80 m < h ≤ 2.00 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
r < 0.3	$k_{zt} = 0.60$	(0.30 m < h ≤ 0.80 m, langsame Festigkeitsentwicklung)
	$k_{zt} = 0.70$	(0.80 m < h ≤ 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung
	$k_{zt} = 0.80$	(h > 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung)

Ansatz	$k_{zt} := 1.0$	$f_{ct.eff}(k_{zt}) = 3\ N/mm^2$
Beiwert für Eigenspannungen h ≤ 30cm k = 0.8 h ≥ 80cm k = 0.5 äußerer Zwang k = 1.0	$k = 0.77$	Beiwert Spannungsverteilung $k_c := 1.0$ zentrischer Zug = 1.0 reine Biegung = 0.4
Abminderungsfaktor für langsam erhärtenden Beton $r = f_{cm2}/f_{cm28} \leq 0,3$ $k_L = 0.85$ $r = f_{cm2}/f_{cm28} > 0,3$ $k_L = 1.0$	$k_L := 1.0$	Pauschale Abminderung der Bewehrung auf 85% gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.2(NA.6) nur bei innerem Zwang und Verwendung von langsam erhärtenden Betonen

Bewehrung je Seite	$A_{s.erf} = 11.1\ cm^2$	$A_{s.vorh} = 12.8\ cm^2$	$\frac{A_{s.erf}}{A_{s.vorh}} = 0.87$
		$\rho = 0.42\ \%$	
Stahlspannung	$\sigma_s = 321\ N/mm^2$	Wirkungszone der Bewehrung $h_{eff} = 12\ cm$	
Rissinformation	Rißinformation = "Abgeschlossenes Rißbild"		
Bemessungsinformation	Bemessung = "als dickes Bauteil, Sammelrißbildung im Inneren"		

Rißbreitenbeschränkung gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.4 (direkte Berechnung)

Die erforderliche Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung wird für eine Bauteilseite berechnet.

Bauteilabmessungen $h := 0.35\ m$ $b := 1\ m$

Stahlbeton Beton := "C25/30" Stahl := "B500"

Rechnerische Rißbreite $w_k := 0.4\ mm$

Betondeckung zur äußeren Lage der betrachteten Richtung $c := 50\ mm$ Größtkorn $d_g := 32\ mm$

Bewehrung $n_{s.L} := 1\ Lage(n)$ Ø := 14 / $s := 12\ cm$

Eff. Betonzugfestigkeit
Betonzugfestigkeit $f_{ctm}(t)$ zum Rißzeitpunkt

$$f_{ct.eff}(t) = k_{zt}(t) \cdot f_{ctm}$$

Später Zwang
t > 28 d $k_{zt} = 1.0$ $f_{ct.eff} \geq 3.0$ N/mm² für Normalbeton
$f_{ct.eff} \geq 2.5$ N/mm² für Leichtbeton

Früher Zwang
t = 3...5 d $k_{zt} = 0.5$ 0.5 f_{ctm} gem. DIN EN 1992-2:2010-12, NCI zu 7.3.2(102) (Brückenbau)

Empfehlung DBV-Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung ...", Fassung 05/2016:
r < 0.5 $k_{zt} = 0.65$ (h ≤ 0.30 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
$k_{zt} = 0.75$ (0.30 m < h ≤ 0.80 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
$k_{zt} = 0.85$ (0.80 m < h ≤ 2.00 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)

r < 0.3 $k_{zt} = 0.60$ (0.30 m < h ≤ 0.80 m, langsame Festigkeitsentwicklung)
$k_{zt} = 0.70$ (0.80 m < h ≤ 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung
$k_{zt} = 0.80$ (h > 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung)

Ansatz $k_{zt} := 1.0$ $f_{ct.eff}(k_{zt}) = 3\ N/mm^2$

Beiwert für Eigenspannungen
h ≤ 30cm k = 0.8
h ≥ 80cm k = 0.5
äußerer Zwang k = 1.0
$k = 0.77$

Beiwert Spannungsverteilung $k_c := 1.0$
zentrischer Zug = 1.0
reine Biegung = 0.4

Abminderungsfaktor für langsam erhärtenden Beton
$r = f_{cm2}/f_{cm28} \leq 0,3$ $k_L = 0.85$
$r = f_{cm2}/f_{cm28} > 0,3$ $k_L = 1.0$
$k_L := 1.0$
Pauschale Abminderung der Bewehrung auf 85% gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.2(NA.6) nur bei innerem Zwang und Verwendung von langsam erhärtenden Betonen

Bewehrung je Seite $A_{s.erf} = 12.8\ cm^2$ $A_{s.vorh} = 12.8\ cm^2$ $\frac{A_{s.erf}}{A_{s.vorh}} = 1$

$\rho = 0.44\ \%$

Stahlspannung $\sigma_s = 321\ N/mm^2$ Wirkungszone der Bewehrung $h_{eff} = 15\ cm$

Rissinformation Rißinformation = "Einzelriß - Schwachstelle"
Bemessungsinformation Bemessung = "als dünnes Bauteil mit Abminderungsfaktor k"

Rißbreitenbeschränkung gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.4 (direkte Berechnung)

Die erforderliche Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung wird für eine Bauteilseite berechnet.

Bauteilabmessungen	$h := 0.30$ m	$b := 1$ m
Stahlbeton	Beton := "C25/30"	Stahl := "B500"
Rechnerische Rißbreite	$w_k := 0.3$ mm	
Betondeckung zur äußeren Lage der betrachteten Richtung	$c := 50$ mm	Größtkorn $d_g := 32$ mm
Bewehrung	$n_{s.L} := 1$ Lage(n) Ø := 14 / s := 11 cm	

Eff. Betonzugfestigkeit

Betonzugfestigkeit $f_{ctm}(t)$ zum Rißzeitpunkt

$$f_{ct.eff}(t) = k_{zt}(t) \cdot f_{ctm}$$

Später Zwang
t > 28 d $k_{zt} = 1.0$ $f_{ct.eff} \geq 3.0$ N/mm² für Normalbeton
$f_{ct.eff} \geq 2.5$ N/mm² für Leichtbeton

Früher Zwang
t = 3...5 d $k_{zt} = 0.5$ 0.5 f_{ctm} gem. DIN EN 1992-2:2010-12, NCI zu 7.3.2(102) (Brückenbau)

Empfehlung DBV-Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung ...", Fassung 05/2016:

r < 0.5	$k_{zt} = 0.65$	(h ≤ 0.30 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
	$k_{zt} = 0.75$	(0.30 m < h ≤ 0.80 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
	$k_{zt} = 0.85$	(0.80 m < h ≤ 2.00 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
r < 0.3	$k_{zt} = 0.60$	(0.30 m < h ≤ 0.80 m, langsame Festigkeitsentwicklung)
	$k_{zt} = 0.70$	(0.80 m < h ≤ 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung
	$k_{zt} = 0.80$	(h > 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung)

Ansatz $k_{zt} := 1.0$ $f_{ct.eff}(k_{zt}) = 3$ *N/mm²*

Beiwert für Eigenspannungen

h ≤ 30cm k = 0.8
h ≥ 80cm k = 0.5
äußerer Zwang k = 1.0

$k = 0.80$

Beiwert Spannungsverteilung $k_c := 1.0$

zentrischer Zug = 1.0
reine Biegung = 0.4

Abminderungsfaktor für langsam erhärtenden Beton $k_L := 1.0$

Pauschale Abminderung der Bewehrung auf 85% gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.2(NA.6) nur bei innerem Zwang und Verwendung von langsam erhärtenden Betonen

$r = f_{cm2}/f_{cm28} \leq 0,3$ $k_L = 0.85$
$r = f_{cm2}/f_{cm28} > 0,3$ $k_L = 1.0$

Bewehrung je Seite $A_{s.erf} = 13.2$ cm² $A_{s.vorh} = 14$ cm² $\frac{A_{s.erf}}{A_{s.vorh}} = 0.94$

$\rho = 0.58$ %

Stahlspannung $\sigma_s = 278$ N/mm² Wirkungszone der Bewehrung $h_{eff} = 14$ cm

Rissinformation Rißinformation = "Einzelriß - Schwachstelle"
Bemessungsinformation Bemessung = "als dünnes Bauteil mit Abminderungsfaktor k"

Hinweise zur Ausschreibung und zur Ausführungsplanung gem. DBV - Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung ..."

Die getroffenen Annahmen sind durch Hinweise in der Baubeschreibung und im Leistungsverzeichnis sowie auf den Ausführungsplänen dem Bauausführenden rechtzeitig mitzuteilen, damit bei der Festlegung des Betons eine entsprechende Anforderung aufgenommen werden kann. Die betroffenen Bauteile sind konkret zu bezeichnen.

Textbeispiel:
"Bei der rechnerischen Begrenzung der Rissbreite für das Bauteil ..., Pos. ... wurde
früher Zwang / später Zwang vorausgesetzt.
Zur Begrenzung der frühen Betonzugfestigkeit wurde ein Beton mit
langsamer Festigkeitsentwicklung (r < 0,3)
mittlerer Festigkeitsentwicklung (r < 0.5)
schneller Festigkeitsentwicklung (r ≥ 0.5) angenommen.
(Nichtzutreffendes streichen bzw. entfernen)
Damit ggf. verbundene Randbedingungen wie Ausschalfristen und verlängerte Nachbehandlung sind zu beachten.

Bei der Festlegung des Betons ist durch den Bauausführenden dafür Sorge zu tragen, dass die rechnerisch angenommene Zugfestigkeit zum Zeitpunkt der Rissbildung nicht überschritten wird."

---

* DBV-Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau" 05/2016 - Auszug:

Tabelle 7. Empfohlene Anhaltswerte der Betonzugfestigkeit bei Zwang aus Abfließen der Hydratationswärme
Table 7. Recommended calculation values of concrete tensile strength due to restraint from loss of the heat of hydration

S	1		2	3	4	5
Z	Festigkeitsentwicklung des Betons		Bauteildicke h			
			≤ 0,30 m	≤ 0,80 m	≤ 2,0 m	> 2,0 m
1	langsam	$(r < 0{,}30)$ [1) 2)]	– [3)]	$0{,}60 f_{ctm}$	$0{,}70 f_{ctm}$ [4)]	$0{,}80 f_{ctm}$ [4)]
2	mittel	$(r < 0{,}50)$ [1)]	$0{,}65 f_{ctm}$	$0{,}75 f_{ctm}$	$0{,}85 f_{ctm}$	$0{,}95 f_{ctm}$
3	schnell	$(r \geq 0{,}50)$ [1)]	$0{,}80 f_{ctm}$	$0{,}90 f_{ctm}$	$1{,}0 f_{ctm}$	$1{,}00 f_{ctm}$

1) Die Festigkeitsentwicklung des Betons wird durch das Verhältnis $r = f_{cm}(2\,d) / f_{cm}(28\,d)$ beschrieben, das bei der Eignungsprüfung oder auf der Grundlage eines bekannten Verhältnisses von Beton vergleichbarer Zusammensetzung (d. h. gleicher Zement, gleicher w/z-Wert) ermittelt wurde.
Wird bei besonderen Anwendungen die Druckfestigkeit zu einem späteren Zeitpunkt t > 28 Tage bestimmt, ist das Verhältnis der mittleren Druckfestigkeit nach 2 Tagen $f_{cm}(2\,d)$ zur mittleren Druckfestigkeit zum Zeitpunkt der Bestimmung der Druckfestigkeit $f_{cm}(t)$ zu ermitteln oder es ist vom Betonhersteller eine Festigkeitsentwicklungskurve bei 20 °C zwischen 2 Tagen und dem Zeitpunkt der Bestimmung der Druckfestigkeit anzugeben.

2) Bei Festigkeitsklassen ≥ C30/37 ist es i. d. R. nicht möglich, das Festigkeitsverhältnis $r < 0{,}30$ bezogen auf 28 Tage zu begrenzen. In diesen Fällen ist es erforderlich, den Zeitpunkt des Nachweises der Festigkeitsklasse auf einen späteren Zeitpunkt (z. B. 56 Tage) zu vereinbaren.

3) Die Auslegung der Bewehrung bei dünnen Bauteilen auf eine langsame Festigkeitsentwicklung ist nicht sinnvoll. Es sollte grundsätzlich mindestens eine mittlere Festigkeitsentwicklung angenommen werden.

4) Der empfohlene Anhaltswert für massige Bauteile ist erst bei der Verwendung von langsam erhärtenden Betonen mit einem Prüfalter von 91 Tagen zu erwarten.

Bodenplatte_ JFE_MAXIM
Bruchbemessung

Standardnorm ist EuroNorm: DIN EN 1992-1-1/NA:2013, DIN EN 1993-1-1/NA:2018, DIN EN 1994-1-1/NA:2010 (Germany) V 2022
Bemessung nach EuroNorm: DIN EN 1992-1-1:2004 (NA:2013) Stahlbeton- und Spannbetontragwerke
Schnittgrößen und Lastfälle enthalten Ergebnisse auf Bruchlastniveau
Die Bemessung erfolgt nach dem Baumann Verfahren.

Lastfälle für die Bemessung

Lastfall	Faktor	Bezeichnung
2101	1.000	MAX-MXX QUAD Schnittgrößen in
2102	1.000	MIN-MXX QUAD Schnittgrößen in
2103	1.000	MAX-MYY QUAD Schnittgrößen in
2104	1.000	MIN-MYY QUAD Schnittgrößen in
2105	1.000	MAX-MXY QUAD Schnittgrößen in
2106	1.000	MIN-MXY QUAD Schnittgrößen in
2107	1.000	MAX-VX QUAD Schnittgrößen in F
2108	1.000	MIN-VX QUAD Schnittgrößen in F
2109	1.000	MAX-VY QUAD Schnittgrößen in F
2110	1.000	MIN-VY QUAD Schnittgrößen in F
2117	1.000	MAX-P QUAD Bettungsspann Bettungsspannungen Durchstanznachweis
2118	1.000	MIN-P QUAD Bettungsspann Bettungsspannungen Durchstanznachweis
2155	1.000	MAX-PZ KNOT Auflagerkrä Auflagerkraft Durchstanznachweis
2156	1.000	MIN-PZ KNOT Auflagerkrä Auflagerkraft Durchstanznachweis
2157	1.000	MAX-MX KNOT Auflagerkrä Auflagerkraft Durchstanznachweis
2158	1.000	MIN-MX KNOT Auflagerkrä Auflagerkraft Durchstanznachweis
2159	1.000	MAX-MY KNOT Auflagerkrä Auflagerkraft Durchstanznachweis
2160	1.000	MIN-MY KNOT Auflagerkrä Auflagerkraft Durchstanznachweis

Bewehrungsparameter zweilagige Bewehrung

Auswahl Grp Nr.	Elem Nr.	Abstand d1-o [mm]	Abstand 2.Lage d1-u [mm]	Durchmesser ds-o [mm]	Durchmesser 2.Lage ds-u [mm]	Rissbreite wk-o [mm]	Rissbreite 2.Lage wk-u [mm]	Stahlspannung sigso [MPa]	Stahlspannung 2.Lage sigsu [MPa]	Mindestbew. aso [cm2/m]	Mindestbew. 2.Lage asu [cm2/m]
für alle		35.0	49.0	14	14	-	-	-	-	-	-
		35.0	49.0	14	14	-	-	-	-	-	-

Abstand	Abstand Stabmitte zur Oberfläche oben / unten
Durchmesser	Stabdurchmesser oben / unten
Rissbreite	Einzuhaltende Rissbreite oben / unten
Stahlspannung	Maximale Stahlspannung im Gebrauchsnachweis oben / unten
Mindestbew.	Mindestbewehrung oben / unten

Die Bewehrungsrichtungen beziehen sich auf die lokalen Koordinatensysteme
der Elemente und sind daher graphisch auszugeben.
Die Bewehrung wird in der Datenbasis gespeichert als Bewehrungsverteilungsnummer 1

Bodenplatte_ JFE_MAXIM
Bemessung im Gebrauchszustand

Maximum von Bewehrungsverteilungen

Es wird das Maximum der aktuellen Bewehrung und der bisherigen Bewehrungsverteilung 1
gebildet und unter Bewehrungsverteilungs Nummer 2 abgelegt.
Bei den Gebrauchsspannungen wird nicht das Maximum sondern nur das Ergebnis der aktuellen Bemessung abgelegt. Für ein Maximum von Gebrauchsspannungen bitte einen reinen Überlagerungslauf verwenden.

Standardnorm ist EuroNorm: DIN EN 1992-1-1/NA:2013, DIN EN 1993-1-1/NA:2018, DIN EN 1994-1-1/NA:2010 (Germany) V 2022
Bemessung nach EuroNorm: DIN EN 1992-1-1:2004 (NA:2013) Stahlbeton- und Spannbetontragwerke
Schnittgrößen und Lastfälle enthalten Ergebnisse auf Gebrauchslastniveau
Die Bemessung erfolgt nach dem Baumann Verfahren.

Lastfälle für die Bemessung

Lastfall	Faktor	Bezeichnung
1301	1.000	MAXP-MXX QUAD Schnittgrößen in
1302	1.000	MINP-MXX QUAD Schnittgrößen in
1303	1.000	MAXP-MYY QUAD Schnittgrößen in
1304	1.000	MINP-MYY QUAD Schnittgrößen in
1305	1.000	MAXP-MXY QUAD Schnittgrößen in
1306	1.000	MINP-MXY QUAD Schnittgrößen in
1307	1.000	MAXP-VX QUAD Schnittgrößen in
1308	1.000	MINP-VX QUAD Schnittgrößen in
1309	1.000	MAXP-VY QUAD Schnittgrößen in
1310	1.000	MINP-VY QUAD Schnittgrößen in
1317	1.000	MAXP-P QUAD Bettungsspannungen
1318	1.000	MINP-P QUAD Bettungsspannungen
1355	1.000	MAXP-PZ KNOT Auflagerkräfte in
1356	1.000	MINP-PZ KNOT Auflagerkräfte in
1357	1.000	MAXP-MX KNOT Auflagerkräfte in
1358	1.000	MINP-MX KNOT Auflagerkräfte in
1359	1.000	MAXP-MY KNOT Auflagerkräfte in
1360	1.000	MINP-MY KNOT Auflagerkräfte in
1375	1.000	MAXP-UZ KNOT Knotenverschiebunge
1376	1.000	MINP-UZ KNOT Knotenverschiebunge
1377	1.000	MAXP-URX KNOT Knotenverschiebung
1378	1.000	MINP-URX KNOT Knotenverschiebung
1379	1.000	MAXP-URY KNOT Knotenverschiebung
1380	1.000	MINP-URY KNOT Knotenverschiebung

Bewehrungsparameter zweilagige Bewehrung

Auswahl Grp Nr.	Elem Nr.	Abstand d1-o 2.Lage d1-u 2.Lage [mm]	[mm]	Durchmesser ds-o 2.Lage ds-u 2.Lage [mm]	[mm]	Rissbreite wk-o 2.Lage wk-u 2.Lage [mm]	[mm]	Stahlspannung sigso 2.Lage sigsu 2.Lage [MPa]	[MPa]	Mindestbew. aso 2.Lage asu 2.Lage [cm2/m]	[cm2/m]
für alle		35.0	49.0	14	14	0.40	0.40	-	-	-	-
		35.0	49.0	14	14	0.30	0.30	-	-	-	-

Abstand	Abstand Stabmitte zur Oberfläche oben / unten
Durchmesser	Stabdurchmesser oben / unten
Rissbreite	Einzuhaltende Rissbreite oben / unten
Stahlspannung	Maximale Stahlspannung im Gebrauchsnachweis oben / unten
Mindestbew.	Mindestbewehrung oben / unten

Die Bewehrungsrichtungen beziehen sich auf die lokalen Koordinatensysteme
der Elemente und sind daher graphisch auszugeben.
Bei Eingabe einer Stahlspannung sigso... erfolgt der 'Rissnachweis nach Tabellen'
für diese Lage mit der eingegebenen Stahlspannung. Damit kann der Nachweis nach Stababstand
anstatt nach dem Stabdurchmesser erfolgen, vgl. Legende Steuerung der Gebrauchslastnachweise.

Steuerung der Gebrauchslastnachweise

Nr	Norm	dNW [mm]	
1	EN-1992	->para	Begrenzung der Rissbreite nach EN 1992 7.3.3[1]

Gebrauchsnachweise erforderten eine Bewehrungserhöhung -> WINGRAF: Maßgebender Nachweis✓

---

[1]	mit nationalem Anhang
dNW	Nachweisdurchmesser Rissbreitennachweis: ->para = aus den Bemessungsparametereingaben
4017	Elemente/Knoten wurden im Rissnachweis über den Stabdurchmesser nachgewiesen (Tabelle EN 1992-1-1 7.2N)

Bewehrungsrichtung der einzelnen Lagen

Die erforderliche Bewehrung wird für folgende LFK ermittelt.

Flächenelemente:

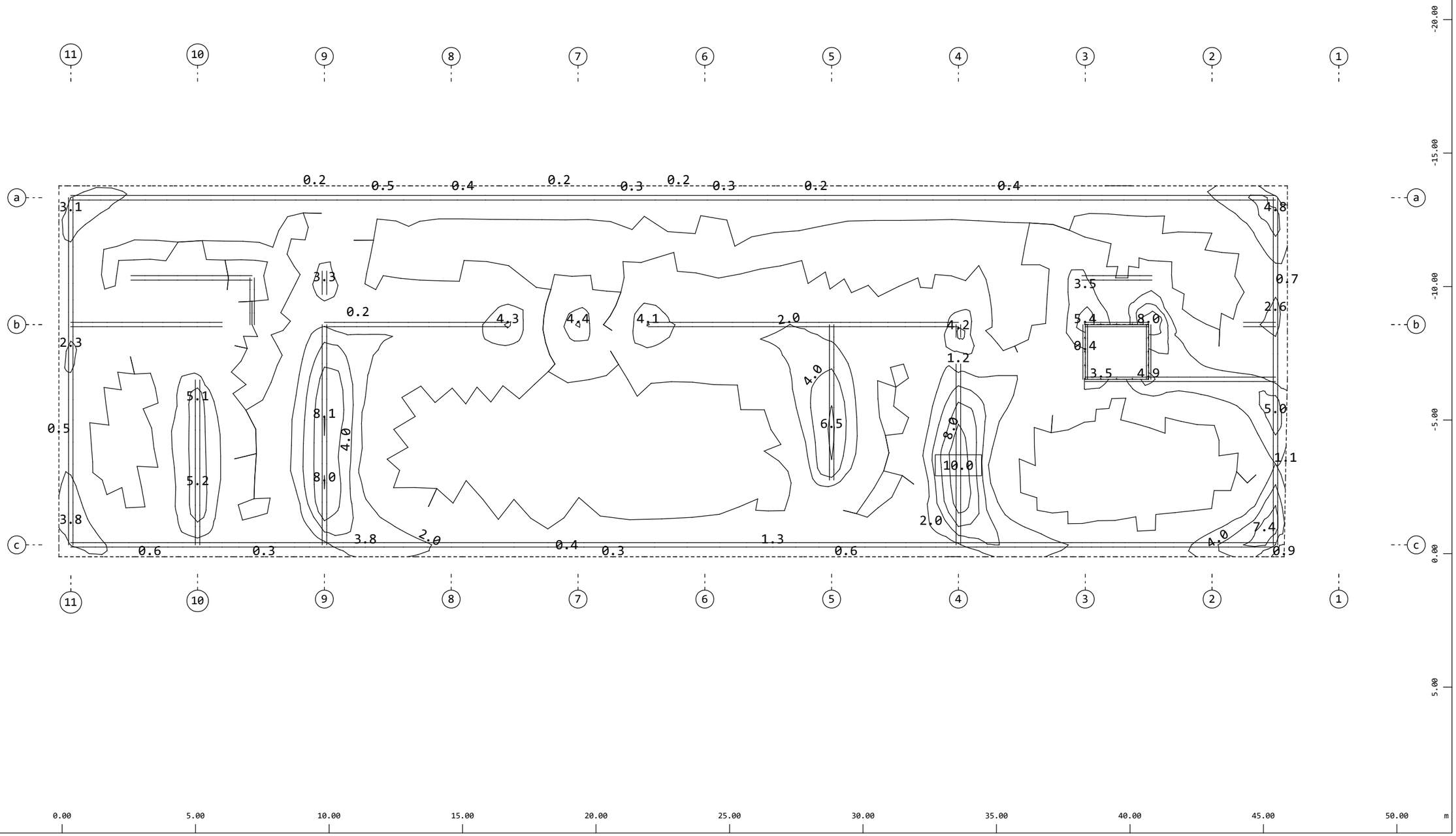
Bemessungslastfall 1 = GZT D ständige und vorübergehende Beanspruchung

Bemessungslastfall 2 = GZG 1 Rissweite unter Last (quasi-ständige Kombination)

Das Maximum aus allen Kombinationen wird in den BLF 2 abgelegt. Nach dieser Kombination erfolgt die Bewehrungswahl, so dass alle Grenzzustände eingehalten werden.

Bereiche an Wandecken, Wandenden und unter Stützen werden in der Regel gesondert nachgewiesen, da hier meist der Durchstanznachweis maßgebend wird. Dieser wird mit einem anderen Programm geführt.

JFE_MAXIM_Bodenplatte_h=35cm
Bemessung

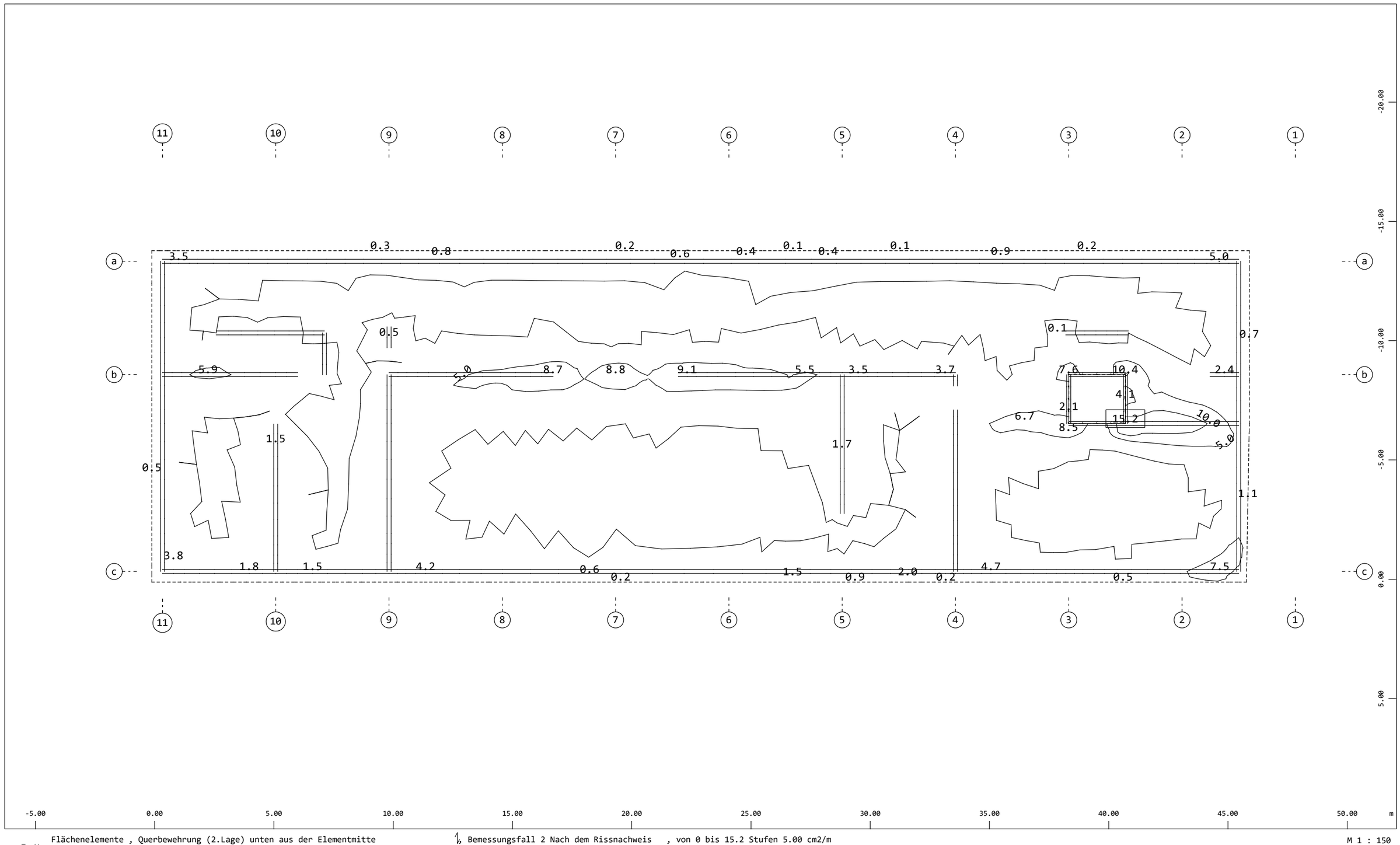


SOFISTIK AG - www.sofistik.de

Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) unten aus der Elementmitte , Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , von 0 bis 10.0 Stufen 2.00 cm2/m

M 1 : 150

JFE_MAXIM_Bodenplatte_h=35cm
Bemessung



Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) unten aus der Elementmitte

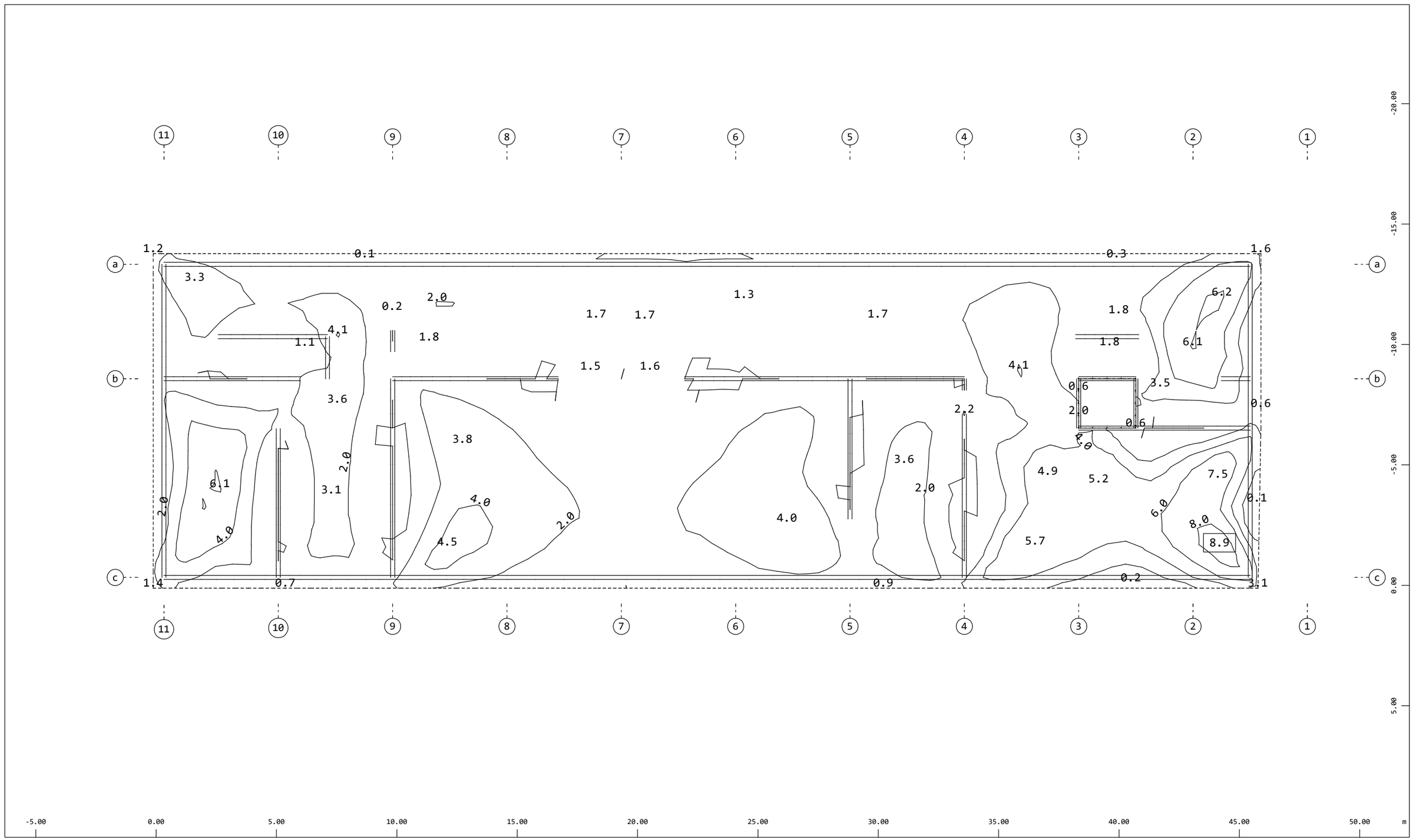
Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , von 0 bis 15.2 Stufen 5.00 cm2/m

M 1 : 150

Z X
Y

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

JFE_MAXIM_Bodenplatte_h=35cm
Bemessung



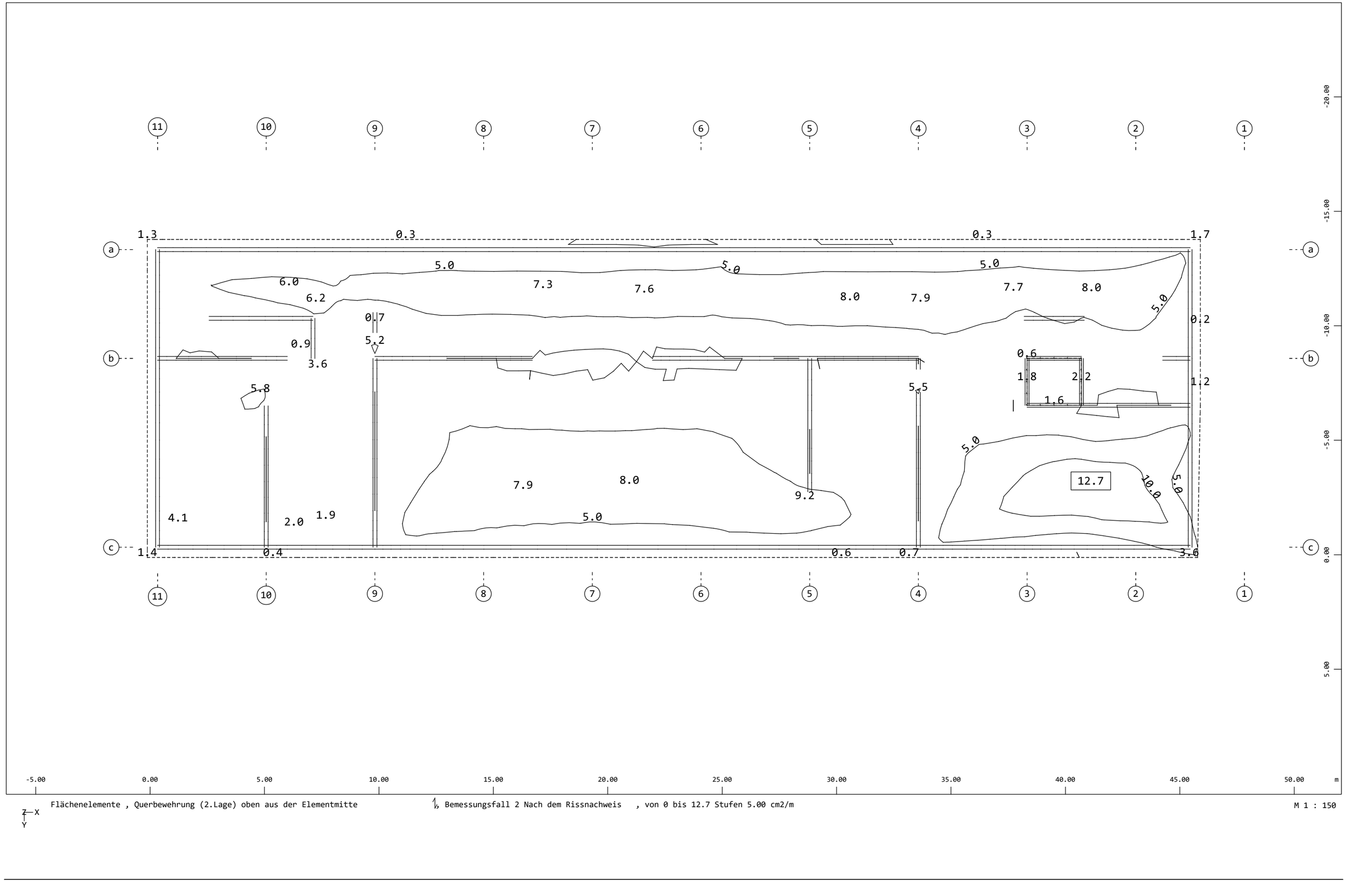
Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) oben aus der Elementmitte , Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , von 0 bis 8.94 Stufen 2.00 cm2/m

M 1 : 150

Z X Y

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

JFE_MAXIM_Bodenplatte_h=35cm
Bemessung



Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) oben aus der Elementmitte

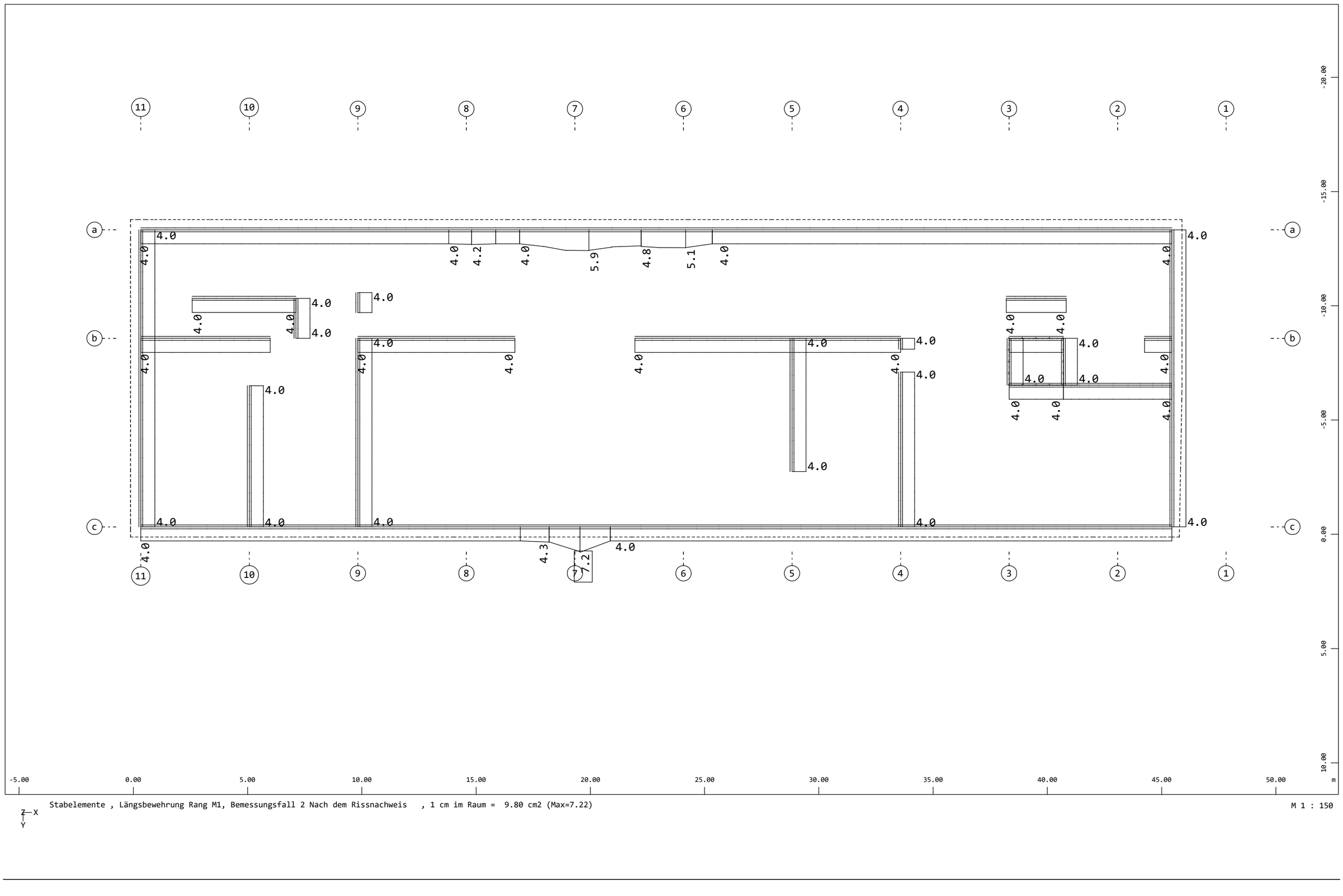
Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , von 0 bis 12.7 Stufen 5.00 cm2/m

M 1 : 150

Z X Y

SOFISTIK AG - www.sofistik.de

Bodenplatte_ JFE_MAXIM
Bemessung



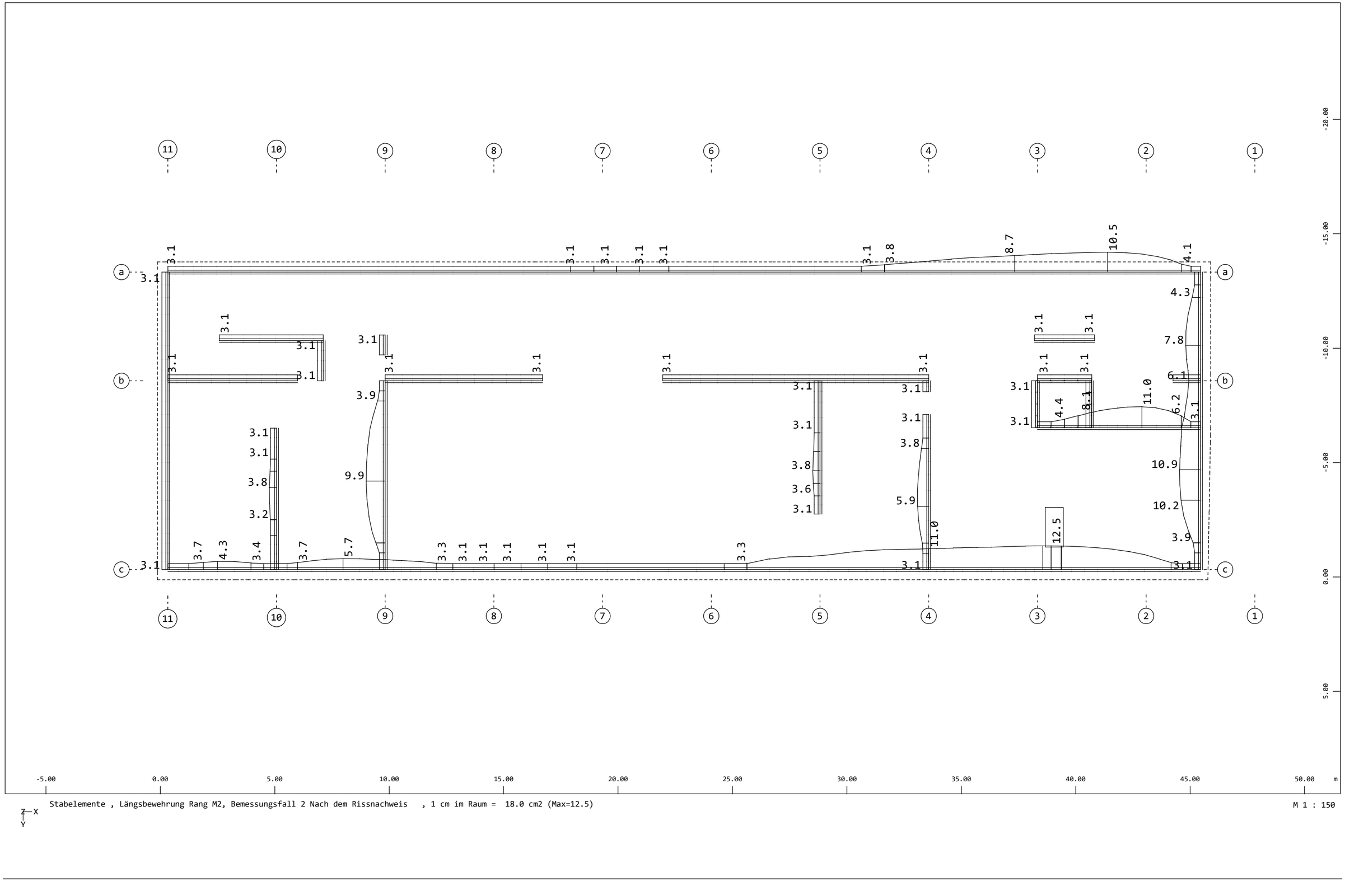
Stabelemente , Längsbewehrung Rang M1, Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , 1 cm im Raum = 9.80 cm2 (Max=7.22)

M 1 : 150

Z X Y

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Bodenplatte_ JFE_MAXIM
Bemessung

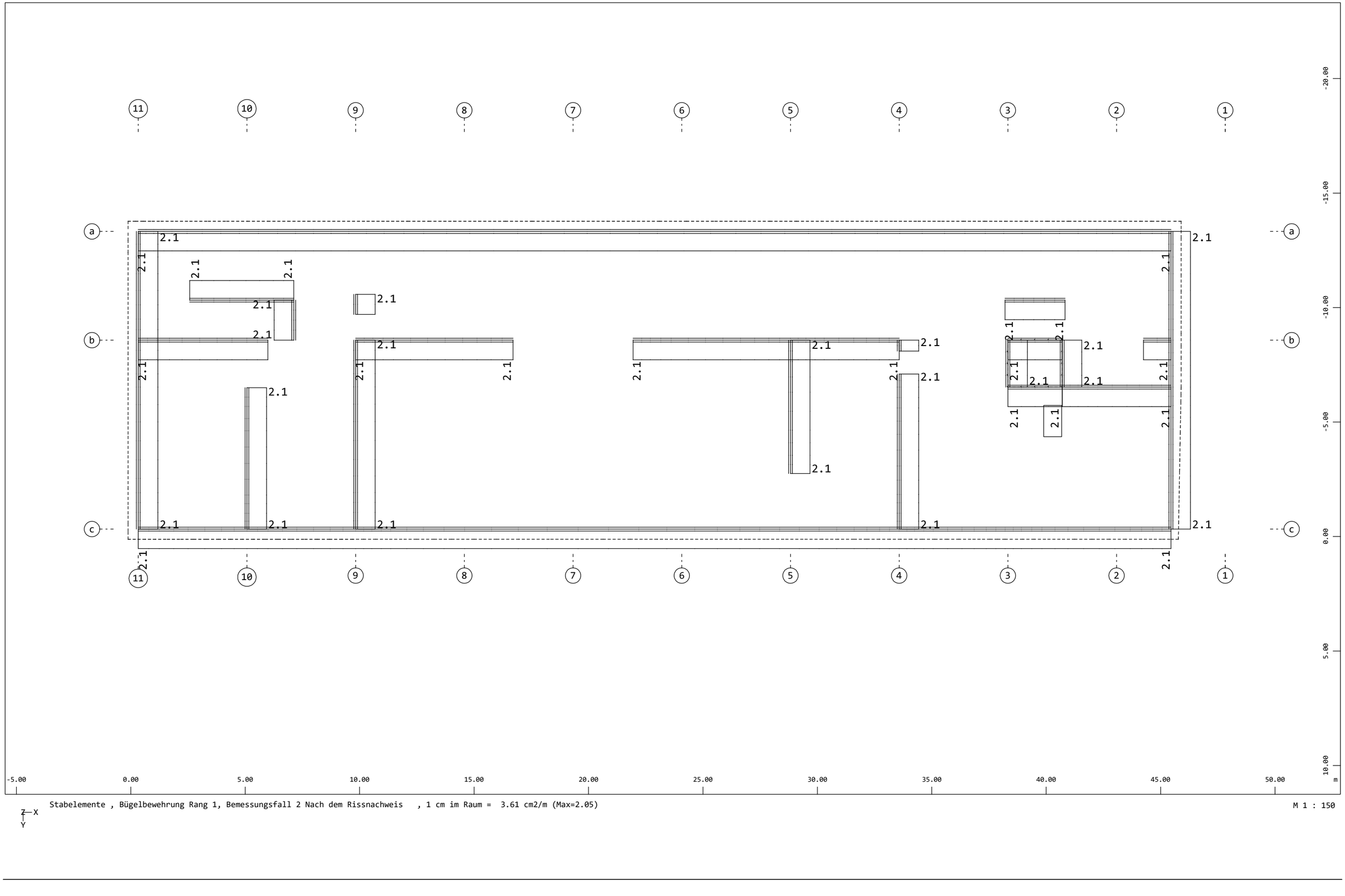


Stabelemente , Längsbewehrung Rang M2, Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , 1 cm im Raum = 18.0 cm2 (Max=12.5)

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Bodenplatte_ JFE_MAXIM
Bemessung



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Seite 88 frei

Bemessung für Querkraft in der Bodenplatte

Auf den nachfolgenden Seiten sind die Ergebnisse der Querkraftbemessung wiedergegeben. Zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung $V_{Rd,c}$ wird der jeweils geringere Wert aus oberer und unterer Grundbewehrung angesetzt.

Da nach DIN EN 1992-1, Abschnitt 9.3.2(3) für $V_{Ed} \leq 0{,}33 \cdot V_{Rd,max}$ die Querkraftbewehrung vollständig aus Querkraftzulagen bestehen darf, werden in Abhängigkeit der Sofistik-Ergebnisse die erforderlichen Bügeldurchmesser bzw. Bügelabstände bestimmt.

Informationen zur Anordnung der Schubzulagen sind im Abschnitt „Hinweise zur Ausführungsplanung“ angegeben.

Die aufnehmbare Querkraft $V_{Rd,c}$ ohne Querkraftbewehrung wird wie folgt berechnet:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rdc} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0{,}12\ \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d$$

$C_{Rdc} = \frac{0{,}15}{1{,}5} = 0{,}10$

Längsbewehrungsgrad $\rho = \frac{as}{b\ x\ d}$ gilt a_s in x- und y- Richtung

Plattendicke	min. Grundbewehrung	vorh. a_s	$V_{Rd,c}$
35 cm	Ø14/12	12,8 cm²	131 kN

→ Berechnung $V_{RD,ct}$ siehe nachfolgende Seiten

Querkraftwiderstand eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung gem. DIN EN 1992-1-1, 6.2.2

Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit

$$V_{Rd.c} = \left(\frac{0.15}{\gamma_c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})} + 0.12 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d \quad (6.2a)$$

Mindestwert des Querkraftwiderstandes

$$V_{Rd.c.min} = (v_{min} + 0.12 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (6.2b)$$

mit $v_{min} = \frac{\kappa_1}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\kappa^3 \cdot f_{ck}}$ $\kappa_1 = 0.0375 .. 0.0525$ (6.3DE)

Bauteilabmessungen $h := 0.35 \cdot m$ $b_w := 1.00 \cdot m$

Beton Beton := "C25/30" $\gamma_c = 1.5$

Bewehrung $c := 35 \cdot mm$ Stahl := "B500"

Anzahl der Bewehrungslagen / Durchmesser / Abstand $n_{s.L} := 1$ Lage(n) - $\varnothing d_s := 14$ $s := 12 \cdot cm$

Betonlängsspannung in der Bauteilschwerachse (Druck positiv, Zug negativ) $N_{Ed} := 0 \cdot kN$

$$\sigma_{cp} := min\left(\frac{N_{Ed}}{b_w \cdot h}, 0.2 \cdot f_{cd}(\text{Beton})\right) = 0 \text{ MN/m²}$$

<! $0.2 \cdot f_{cd}(\text{Beton}) = 2.83$ MN/m²

$$\kappa := min\left(1 + \sqrt{\frac{200 \cdot mm}{d}}, 2.0\right) \quad \text{<! } 2.0 \qquad \kappa = 1.81$$

κ_1 = 0.0525 für d ≤ 600 mm
= 0.0375 für d ≥ 800 mm
= interpoliert für 600 < d < 800 mm

$\kappa_1 = 0.0525$

$\rho_l = 0.42$ % <! 2%

$$V_{Rd.c.min} := \left(\frac{\kappa_1}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\kappa^3 \cdot f_{c.k}} \cdot \left(\frac{MN}{m^2}\right) + 0.12 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d = 130.8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.c} := \left(\frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \kappa \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{c.k}} \cdot \left(\frac{MN}{m^2}\right) + 0.12 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d$$

$V_{Rd.c} = 121.5\ kN$

Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd.c} := \max\left(V_{Rd.c}, V_{Rd.c.min}\right)$ $V_{Rd.c} = 130.8\ kN$

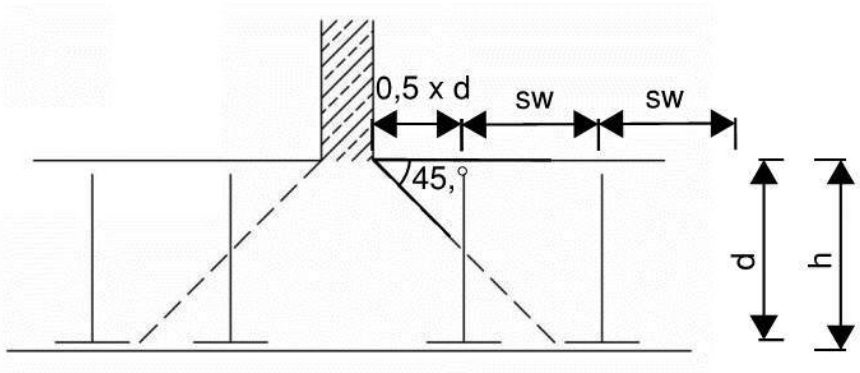
$v_{Rd.c} := \frac{V_{Rd.c}}{b_w \cdot d}$ $v_{Rd.c} = 0.42\ MN/m^2$

Übersicht über die Programmausgabe:

Als Ergebnisse der Berechnung werden im den folgenden Übersichten ausgegeben:

- max. V_{ED} / $V_{RD,max}$ GZT
- max. V_{ED} (Werte über $V_{RD,ct}$) GZT
- erf. Bügelbewehrung GZT

Ist die Grenzlast erreicht bzw. überschritten, werden Schubzulagen erforderlich:

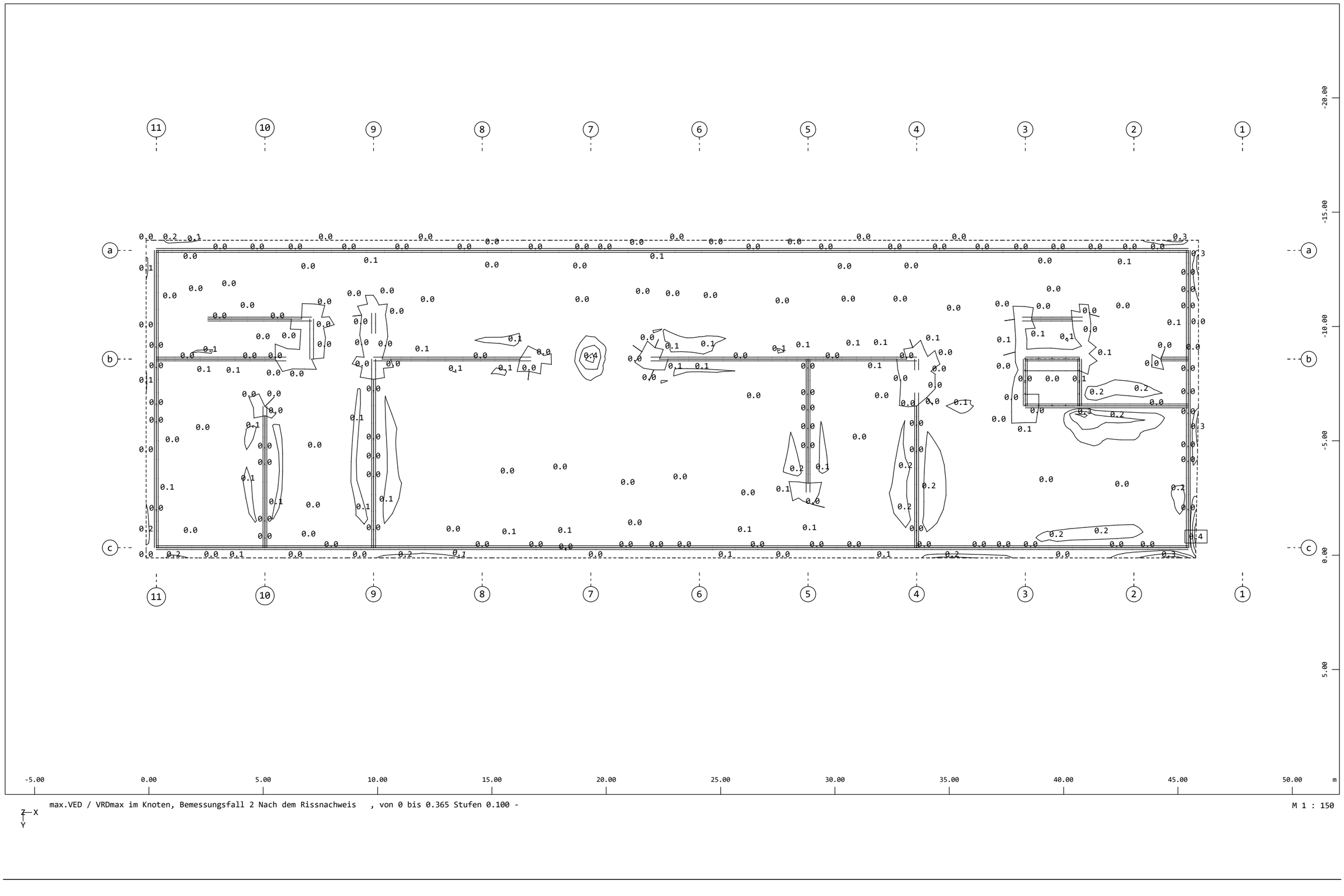


Die Bodenpressung kann im Bereich von b = 24 + 40 * 2 = 104 cm entlastend berücksichtigt werden, allerdings muss hierbei folgender Abzug berücksichtigt werden.

Bodenplatteneigengewicht, Aufbau und Nutzlast:

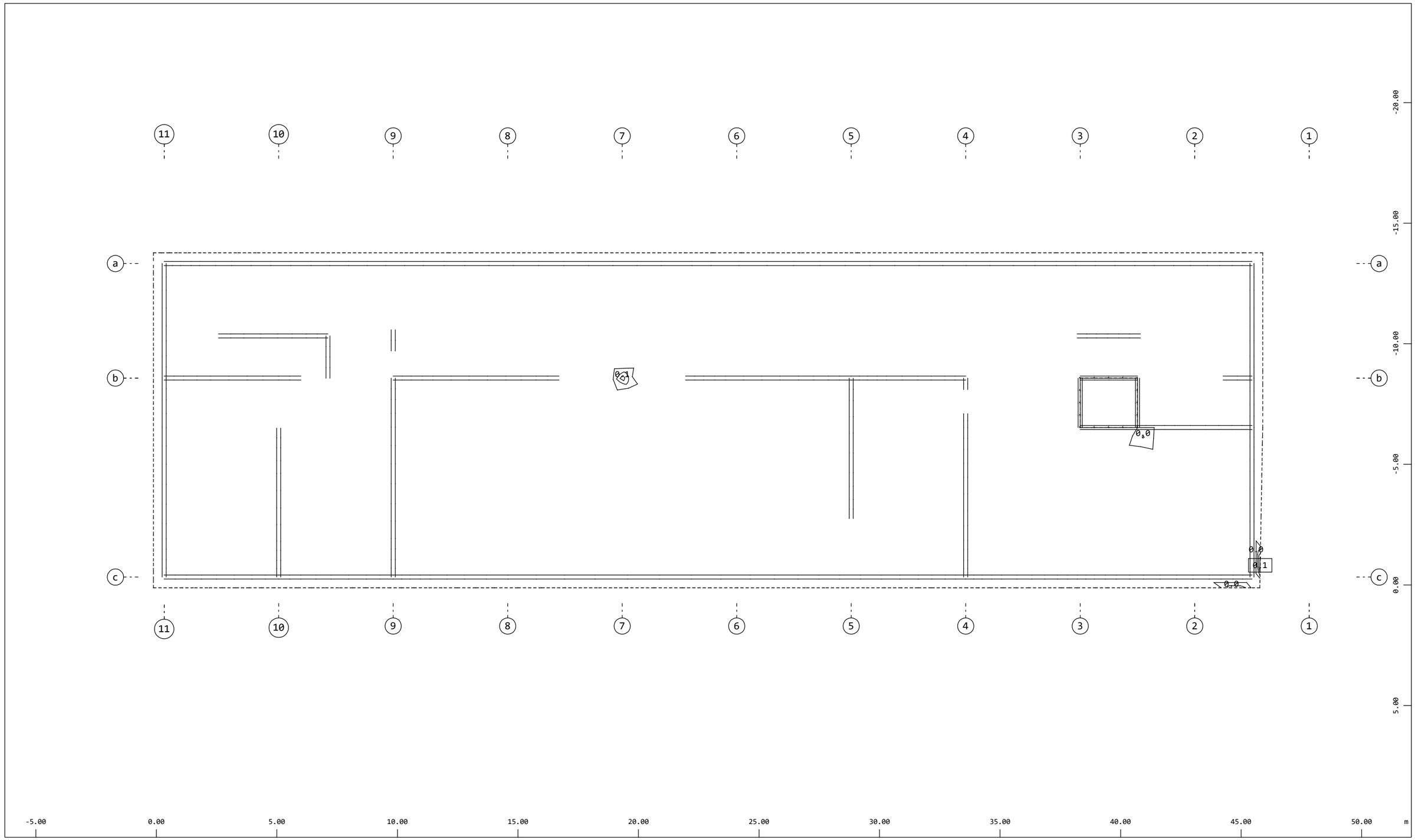
Ed = (0,35 * 25 + 2,5) *1,35 + 5,0 * 1,50 = 23 kN/m²

Bodenplatte_ JFE_MAXIM
Bemessung



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Bodenplatte_ JFE_MAXIM
Bemessung



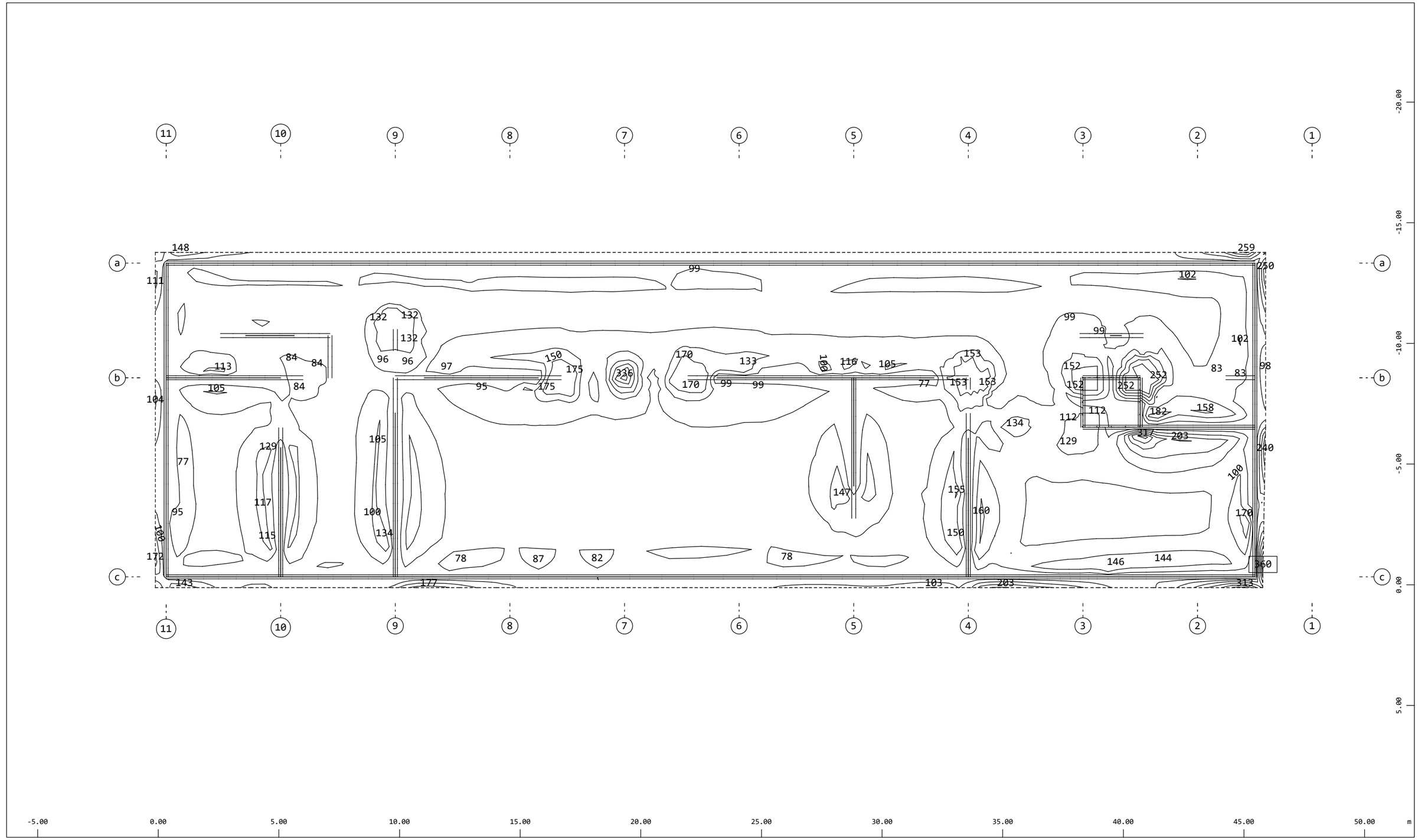
max.VED / VRDmax im Knoten, Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , Differenzen zu 0.300, von 0 bis 0.0655 Stufen 0.0200 -

Z X Y

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

JFE_MAXIM_Bodenplatte_h=35cm
Bemessung

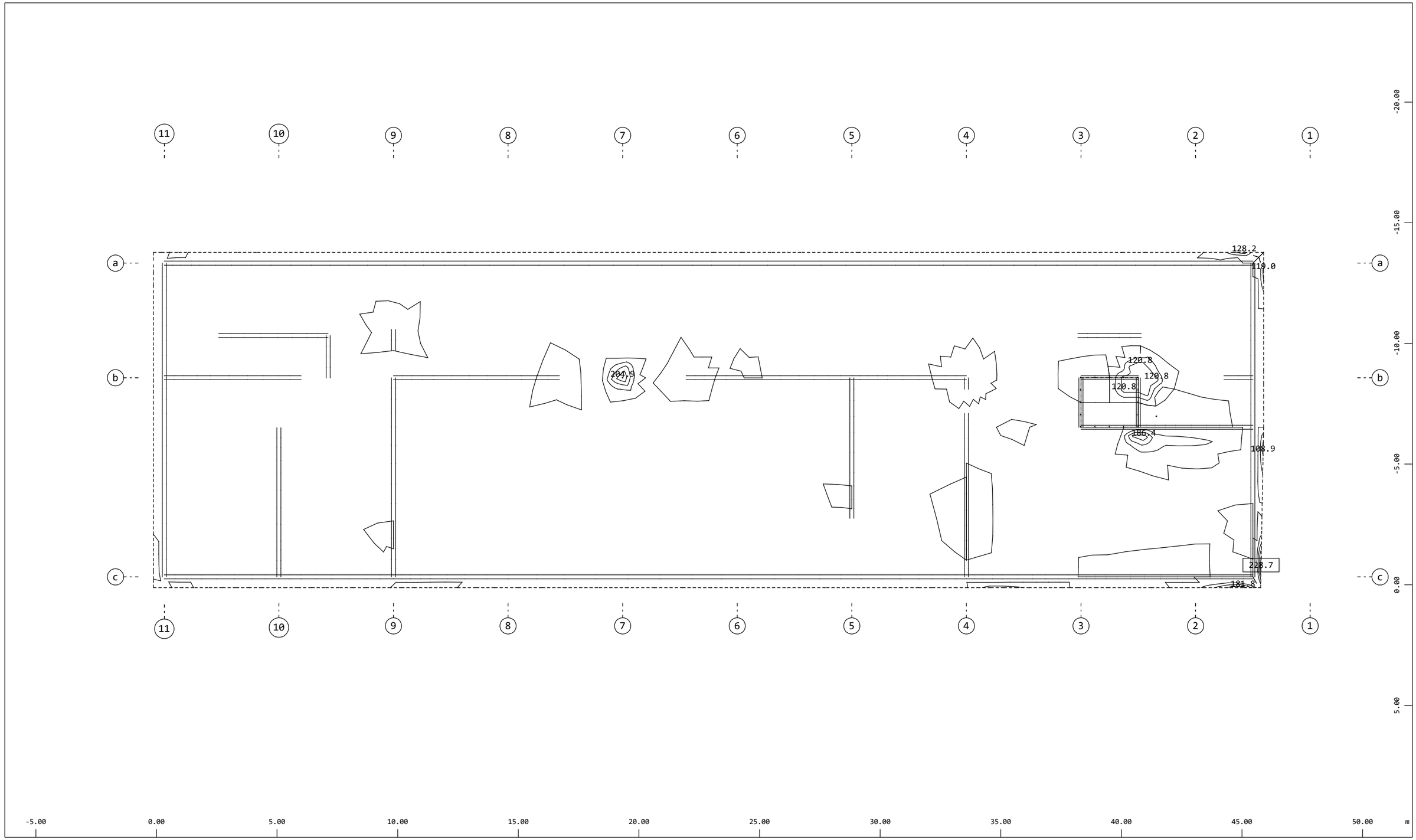


Maximale Bemessungsquerkraft VED im Knoten, Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , von 0 bis 359.7 Stufen 50.0 kN/m

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

JFE_MAXIM_Bodenplatte_h=35cm
Bemessung

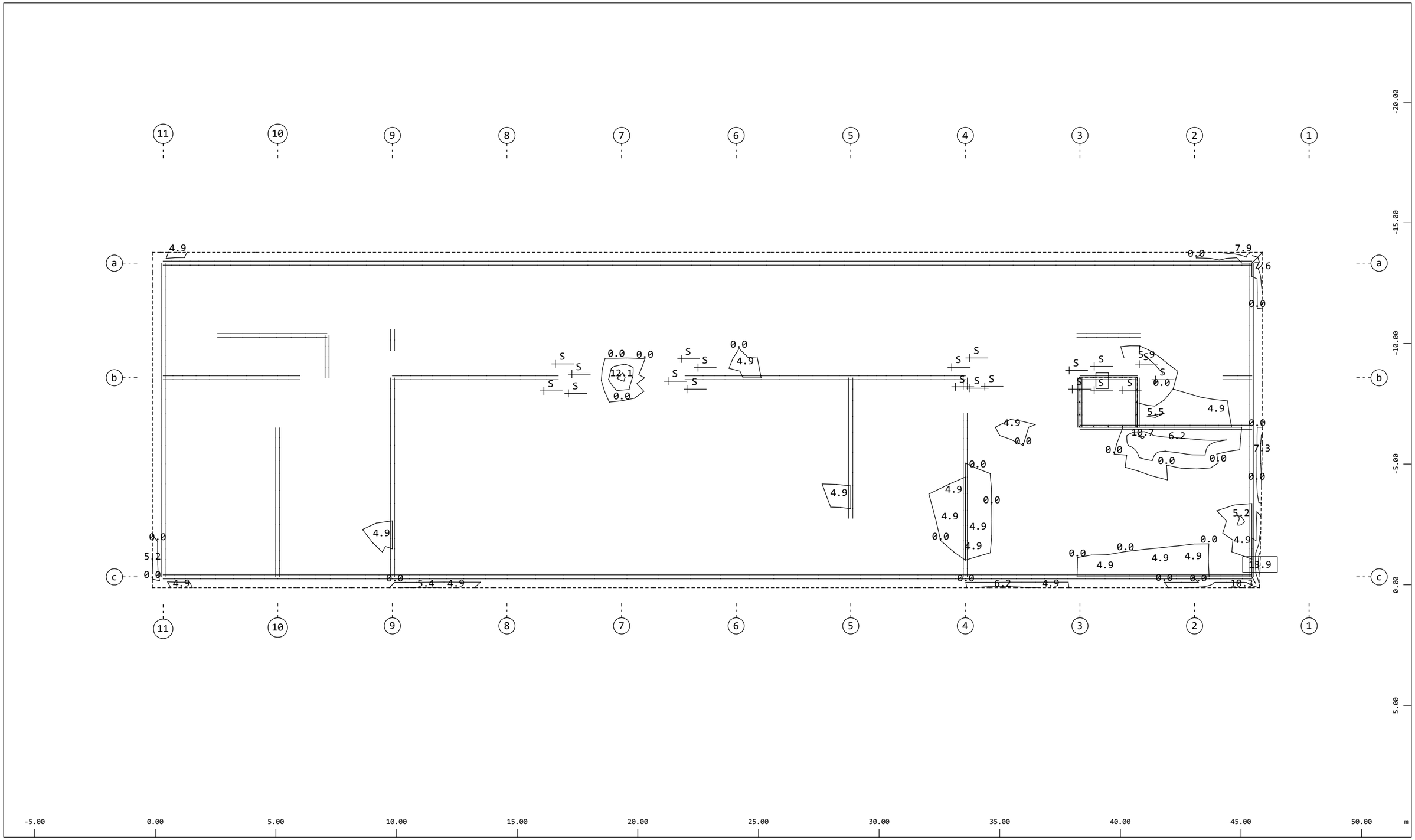


Maximale Bemessungsquerkraft VED im Knoten, Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , Differenzen zu 131.0, von 0 bis 228.7 Stufen 50.0 kN/m

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

JFE_MAXIM_Bodenplatte_h=35cm
Bemessung



Flächenelemente , Bügelbewehrung , Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , Bügelbewehrung im Knoten(Max=13.9cm2/m2), Bemessungsfehler Schubproblem (=S) im Knoten, von 0 bis 13.9 Stufen 5.00

M 1 : 150

Z X Y

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Bemessung auf Durchstanzen

Bemessung auf Durchstanzen

Auf den nachfolgenden Seiten sind die Durchstanznachweise für die Bodenplatte wiedergegeben. Die Bemessung erfolgt mit Hilfe des Programms HDB der Firma Halfen in der Version 13.62.

Wandenden und Wandecken

Analog zu den Regelungen in DIN EN 1992-1-1, Abschnitt 6.4.1, wird die Einflussbreite von Wandenden und Wandecken wie folgt begrenzt:

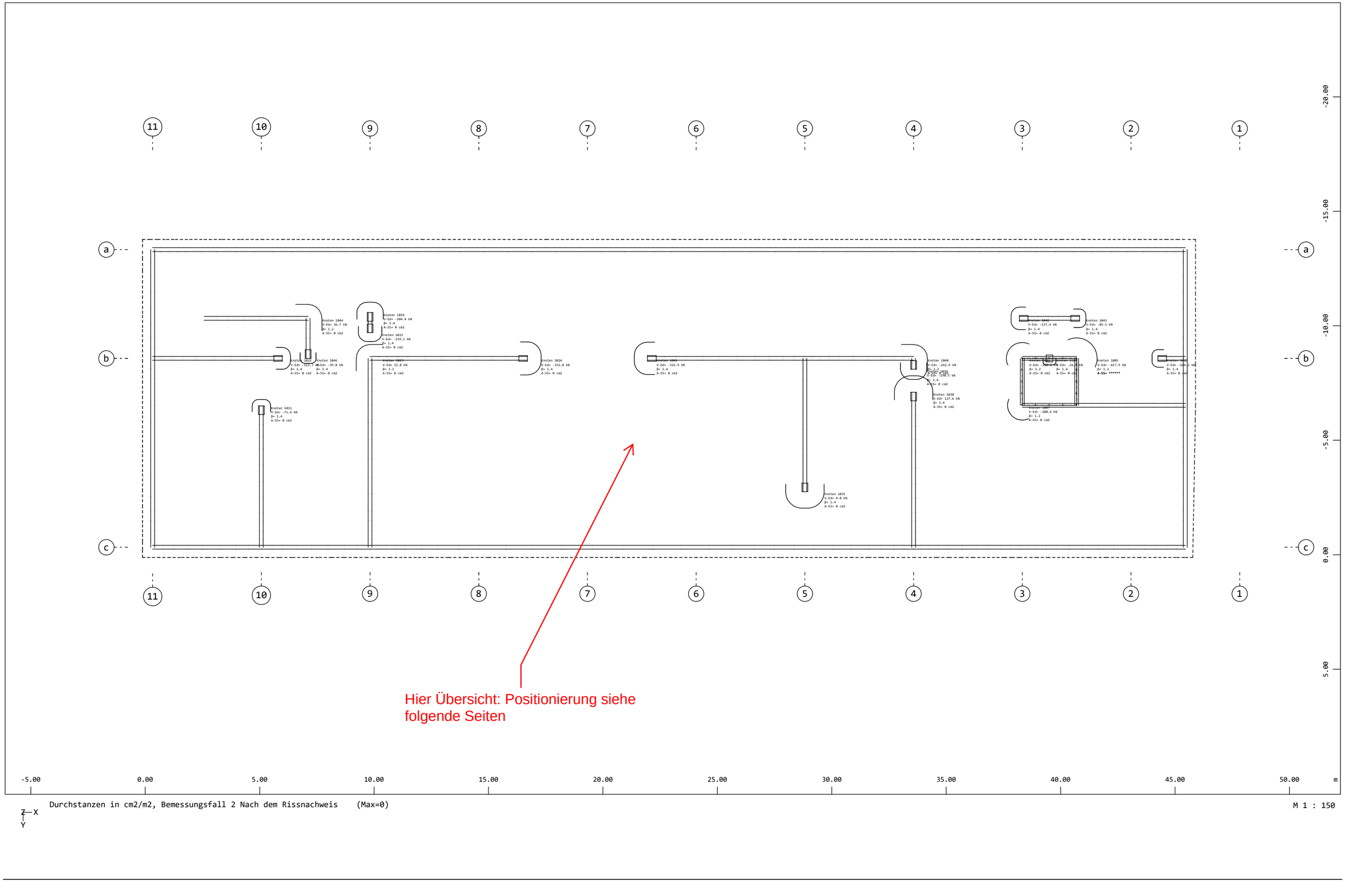
- Wandenden: $0{,}5 \cdot \min \{2 \times b; 6 \times d - b_1\}$ mit: $b_1 = \min \{b; 3 \times d\}$
- Für Wandenden bei der Bodenplatte ist: $a_1 = 2 \times b$ und für b_1 ist b maßgebend.
- Wandecken: $1{,}5 \times d$

Stützen

Für die Durchstanznachweis im Bereich der Stützen wird die Belastung aus der FEM Berechnung Kap. 5.2 für die Bemessung herangezogen.

Die Durchstanzlasten werden u.U. bei der Bodenplatte vereinfacht nach DIN EN um die auftretende Sohldrücke im kritischen Rundschnitt im Abstand von 1,0 x d abgemindert werden.

Bodenplatte_ JFE_MAXIM
Bemessung

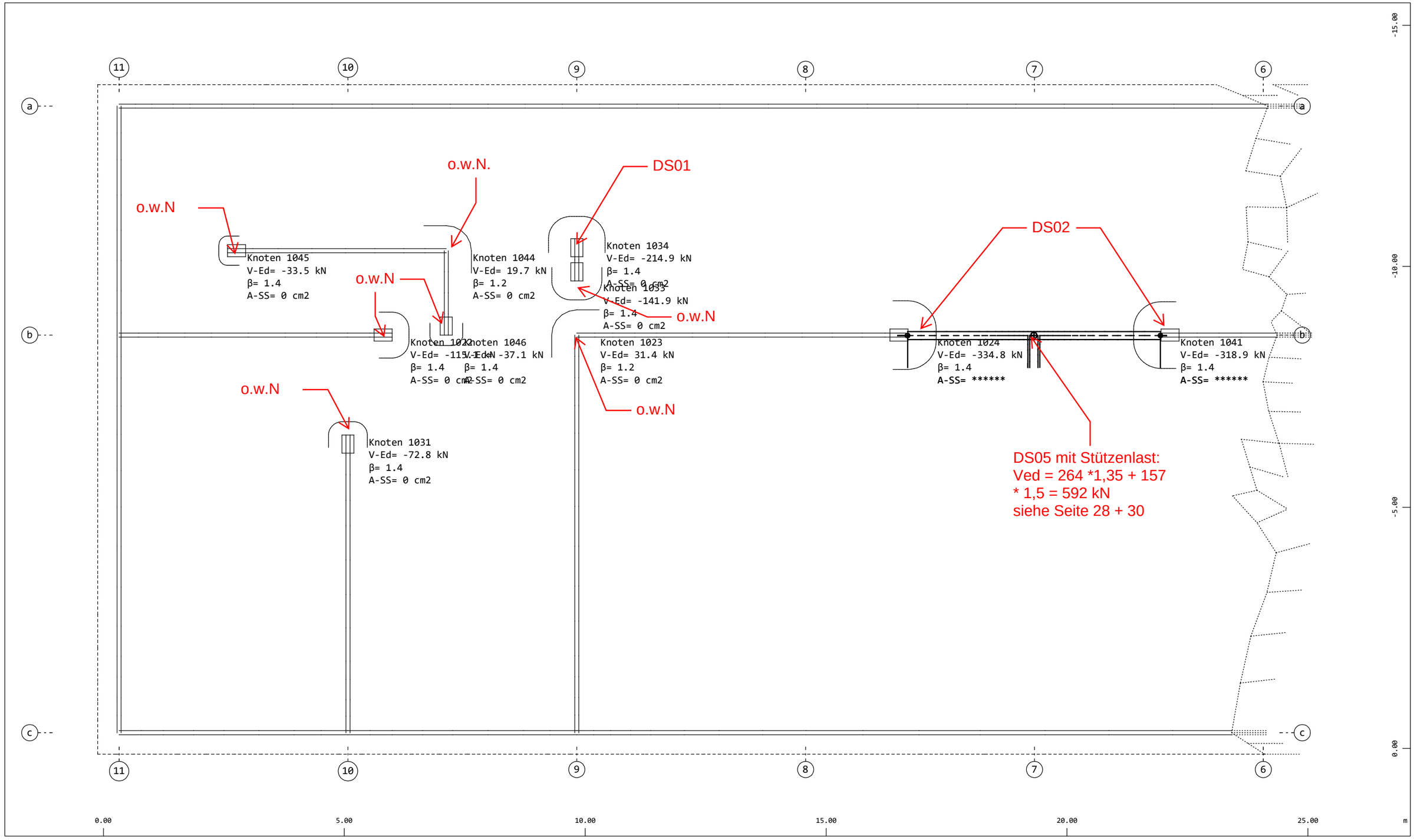


Durchstanzen in cm2/m2, Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis (Max=0)

M 1 : 150

SOFISTIK AG - www.sofistik.de

JFE_MAXIM_Bodenplatte_h=35cm
Bemessung

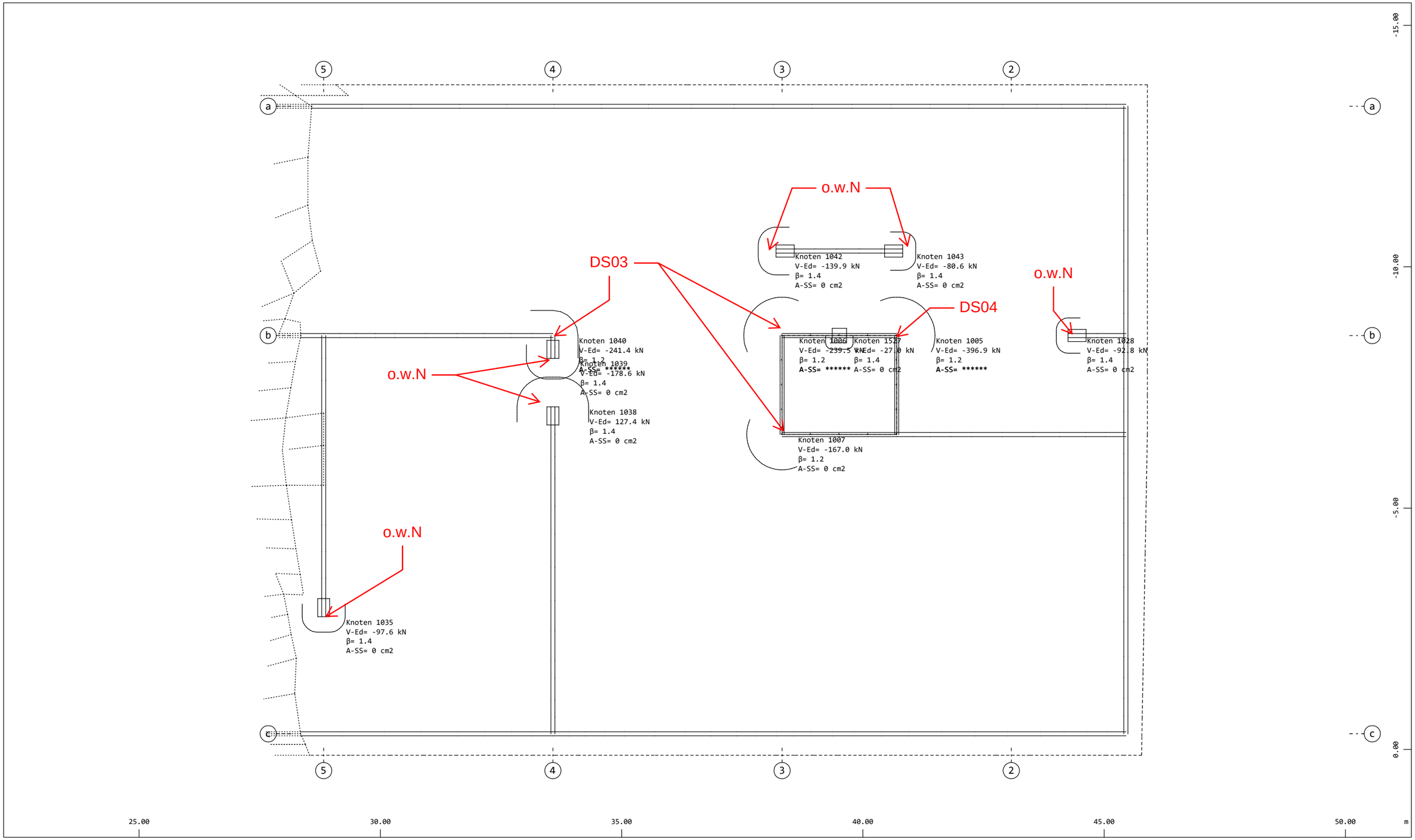


Systemausschnitt Gruppe 1
Durchstanzen in cm2/m2, Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis (Max=0)

M 1 : 75

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

JFE_MAXIM_Bodenplatte_h=35cm
Bemessung



Systemausschnitt Gruppe 1
Durchstanzen in cm2/m2, Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis (Max=0)

M 1 : 75

SOFISTIK AG - www.sofistik.de

HALFEN HDB Durchstanzbewehrung, ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12)
HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.71

HALFEN

Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.

Bemerkung: Achse 9/a

Durchstanznachweis für Rechteckstütze im Randbereich, Rand parallel zu a (**Bodenplatte**)

Bemessungswert Durchstanzlast	V_{Ed}	=	215,0 kN
Lasterhöhungsfaktor	β	=	1,40
Bodenpressung	σ_{gd}	=	0,0 kN/m²
Plattendicke	h	=	35 cm
statische Nutzhöhe	d	=	30 cm
Stützenbreite	b	=	25 cm
Stützenbreite	a	=	25 cm
Randabstand / Neigung	e / α	=	0 cm / 0 °
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o}$ / $c_{nom,u}$	=	3 cm / 3,5 cm
Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Flächenbewehrung	a_{sx}	=	14,0 cm²/m (ρ_x = 0,47 %)
Flächenbewehrung	a_{sy}	=	15,4 cm²/m (ρ_y = 0,51 %)
Längsbewehrungsgrad	ρ_l	=	0,49 % < 1,63 %

am kritischen Rundschnitt u

Rundschnittführung analog Innenstütze			
Abstand zum kritischen Rundschnitt a_{crit}		=	30 cm (1,0 d)
Fläche innerhalb des kritischen Rundschnitts A_{crit}		=	0,4289 m²
u (30 cm)		=	169,2 cm
$k = min\ \{ 1 + \sqrt{200/d[mm]}\ ; 2 \}$		=	1,82
Vorfaktor für $v_{Rd,c,1}$ nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04	$C_{Rd,c}$	=	0,10
$v_{Rd,c,1} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot 2d/a_{crit}$		=	836,91 kN/m²
$v_{Rd,c,2} = v_{min} = 0{,}0525/\gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot 2d/a_{crit}$		=	856,88 kN/m²

$V_{Rd,c} + \beta \cdot \Delta V_{Ed} = max\ \{v_{Rd,c,1}; v_{Rd,c,2}\} \cdot u \cdot d + \beta \cdot 0{,}5 \cdot A_{crit} \cdot \sigma_{gd} = 435{,}1\ kN > 301{,}0\ kN = V_{Ed} \cdot \beta$

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich

Leviat GmbH, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld, Tel.: +49 2173 970 0, Fax: +49 2173 970 123 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

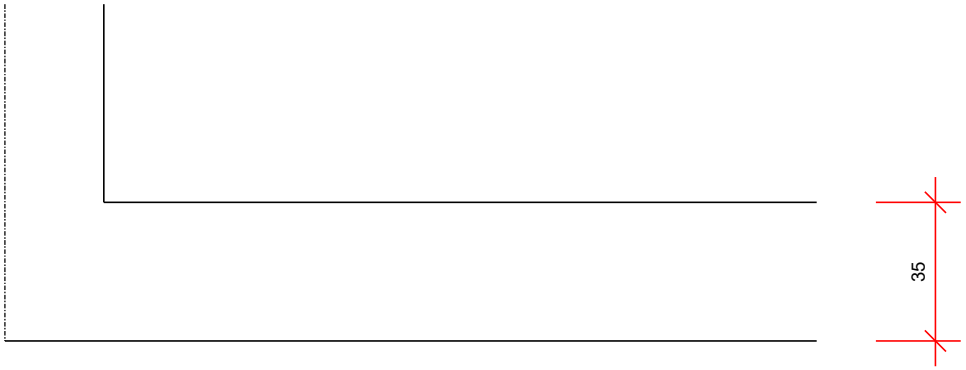
HALFEN HDB Durchstanzbewehrung, ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12)
HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.71

HALFEN

Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.

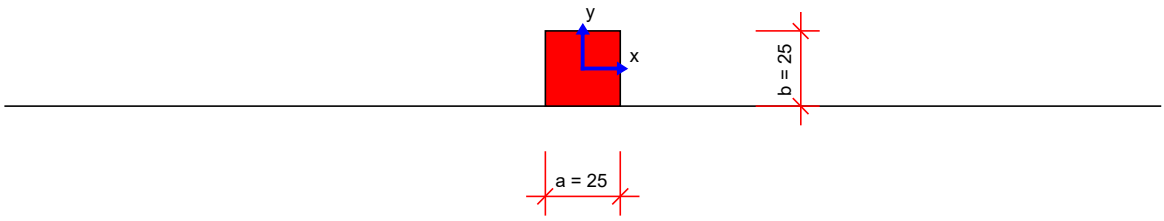
Verlegebereich

Schnitt M 1:18



[cm]

Grundriss M 1:25



Mindeststablängen: $l_{bar,min,x}$ = 145 cm + 2 · l_{bd}; $l_{bar,min,y}$ = 85 cm + l_{bd}; l_{bd} Bemessungswert Verankerungslänge
Mindeststablänge wurde nach Heft 600 (2. Auflage 2020) ermittelt.
Hinweis: Aus anderen Nachweisen können sich größere erforderliche Mindeststablängen ergeben.
Stablängen ohne Verankerungselement am freien Rand ermittelt. Die Verankerung am freien Rand ist gesondert nachzuweisen.

Leviat GmbH, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld, Tel.: +49 2173 970 0, Fax: +49 2173 970 123 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

HALFEN HDB Durchstanzbewehrung, ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12)
HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.71

HALFEN

Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.

Bemerkung: Achse b/8-6

Durchstanznachweis für Rechteckstütze im Randbereich, Rand parallel zu b (**Bodenplatte**)

Bemessungswert Durchstanzlast	V_{Ed}	=	335,0 kN
Lasterhöhungsfaktor	β	=	1,40
Bodenpressung	σ_{gd}	=	0,0 kN/m²
Plattendicke	h	=	35 cm
statische Nutzhöhe	d	=	30 cm
Stützenbreite	b	=	25 cm
Stützenbreite	a	=	25 cm
Randabstand / Neigung	c / α	=	0 cm / 0 °
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o}$ / $c_{nom,u}$	=	3 cm / 3,5 cm
Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Flächenbewehrung	a_{sx}	=	14,0 cm²/m (ρ_x = 0,47 %)
Flächenbewehrung	a_{sy}	=	15,4 cm²/m (ρ_y = 0,51 %)
Längsbewehrungsgrad	ρ_l	=	0,49 % < 1,63 %

am kritischen Rundschnitt u
Rundschnittführung analog Innenstütze

Abstand zum kritischen Rundschnitt a_{crit}	=	30 cm (1,0 d)
Fläche innerhalb des kritischen Rundschnitts A_{crit}	=	0,4289 m²
u (30 cm)	=	169,2 cm
$k = min\ \{ 1 + \sqrt{200/d[mm]}\ ; 2 \}$	=	1,82
Vorfaktor für $v_{Rd,c,1}$ nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 $C_{Rd,c}$	=	0,10
$v_{Rd,c,1} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot 2d/a_{crit}$	=	836,91 kN/m²
$v_{Rd,c,2} = v_{min} = 0{,}0525/\gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot 2d/a_{crit}$	=	856,88 kN/m²

$V_{Rd,c} + \beta \cdot \Delta V_{Ed} = max\ \{v_{Rd,c,1}; v_{Rd,c,2}\} \cdot u \cdot d + \beta \cdot 0{,}5 \cdot A_{crit} \cdot \sigma_{gd} = 435{,}1\ kN < 469{,}0\ kN = V_{Ed} \cdot \beta$
Vorfaktor für $V_{Rd,max}$ nach ETA 12/0454 $C_{Rd,c}$ = 0,12
$V_{Rd,max} + \beta \cdot \Delta V_{Ed} = 1{,}5 \cdot V_{Rd,c} + \beta \cdot 0{,}5 \cdot A_{crit} \cdot \sigma_{gd} = 764{,}9\ kN > 469{,}0\ kN = V_{Ed} \cdot \beta$

am äußeren Rundschnitt u_{out}
$u_{out,\,req}$ = 290,7 cm < 291,8 cm = $u_{out,\,prov}$: Rundschnittführung analog Innenstütze
$l_{s,\,req}$ = 23,7 cm < 24 cm = $l_{s,\,prov}$

Fläche des durchstanzbewehrten Bereichs A_{lsw}	=	0,333 m²
$\beta_{red} = max\ \{ \beta / (1{,}2 + \beta \cdot l_{s,\,prov}/(20 \cdot d)) ; 1{,}1 \}$	=	1,11
Vorfaktor für $v_{Rd,c,out,1}$ nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 $C_{Rd,c,out}$	=	0,10
$v_{Rd,c,out\,1} = C_{Rd,c,out} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$	=	418,46 kN/m²
$v_{Rd,c,out\,2} = v_{min} = 0{,}0525/\gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	=	428,44 kN/m²

$V_{Rd,c,out} + \Delta V_{Ed,out} = max\ \{v_{Rd,c,out\,1}; v_{Rd,c,out\,2}\} \cdot u_{out,\,prov} \cdot d + A_{lsw} \cdot \sigma_{gd} = 375{,}0\ kN > 373{,}4\ kN = V_{Ed} \cdot \beta_{red}$

Ankerdurchmesser d_A :	12 mm	14 mm	16 mm	20 mm	25 mm
Bereich C :	10	8	6	4	3

Gewählt: : HDB-12/285-2/315 (90/150/75)

Anzahl der Kombinationen pro Stütze m_C = 5 Anzahl der Stützen = 2

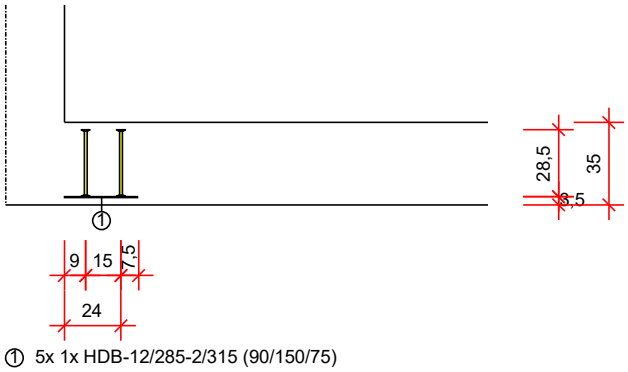
Leviat GmbH, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld, Tel.: +49 2173 970 0, Fax: +49 2173 970 123 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

$V_{Rd,sy} + \beta \cdot \Delta V_{Ed} = m_C \cdot n_C \cdot d_A^2 / 4 \cdot \pi \cdot f_{yd} + \beta \cdot 0{,}5 \cdot A_{crit} \cdot \sigma_{gd} = 491{,}7\ kN > 469{,}0\ kN = V_{Ed} \cdot \beta$

Elementabstand innen / außen = 30,3 cm / 30,3 cm

Verlegebereich

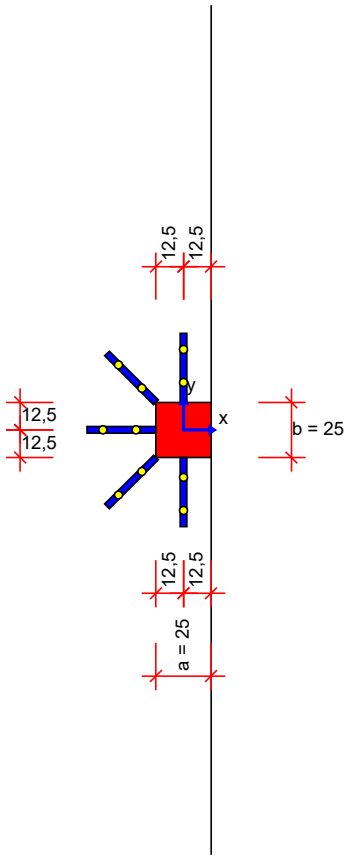
Schnitt M 1:31



① 5x 1x HDB-12/285-2/315 (90/150/75)

[cm]

Grundriss M 1:34



Mindeststablängen: $l_{bar,min,x} = 124\ cm + l_{bd}$; $l_{bar,min,y} = 223\ cm + 2 \cdot l_{bd}$; l_{bd} Bemessungswert Verankerungslänge
Mindeststablänge wurde nach Heft 600 (2. Auflage 2020) ermittelt.
Hinweis: Aus anderen Nachweisen können sich größere erforderliche Mindeststablängen ergeben.
Stablängen ohne Verankerungselement am freien Rand ermittelt. Die Verankerung am freien Rand ist gesondert nachzuweisen.

Leviat GmbH, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld, Tel.: +49 2173 970 0, Fax: +49 2173 970 123 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

HALFEN HDB Durchstanzbewehrung, ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12)
HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.71

HALFEN

Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.

Bemerkung: Achse b/8-6

Durchstanznachweis für Innenecke (**Bodenplatte**)

Bemessungswert Durchstanzlast	V_{Ed}	=	240,0 kN
Lasterhöhungsfaktor	β	=	1,20
Bodenpressung	σ_{gd}	=	0,0 kN/m²
Plattendicke	h	=	35 cm
statische Nutzhöhe	d	=	30 cm
Wanddicke	b	=	25 cm
Einflussbreite	a	=	45 cm
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o}$ / $c_{nom,u}$	=	3 cm / 3,5 cm
Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Flächenbewehrung	a_{sx}	=	14,0 cm²/m (ρ_x = 0,47 %)
Flächenbewehrung	a_{sy}	=	15,4 cm²/m (ρ_y = 0,51 %)
Längsbewehrungsgrad	ρ_l	=	0,49 % < 1,63 %

am kritischen Rundschnitt u

Rundschnittführung analog Innenstütze			
Abstand zum kritischen Rundschnitt a_{crit}		=	30 cm (1,0 d)
Fläche innerhalb des kritischen Rundschnitts A_{crit}		=	0,5432 m²
u (30 cm)		=	137,1 cm
$k = min\ \{ 1 + \sqrt{200/d[mm]}\ ; 2 \}$		=	1,82
Vorfaktor für $v_{Rd,c,1}$ nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04	$C_{Rd,c}$	=	0,10
$v_{Rd,c,1} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot 2d/a_{crit}$		=	836,91 kN/m²
$v_{Rd,c,2} = v_{min} = 0{,}0525/\gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot 2d/a_{crit}$		=	856,88 kN/m²

$V_{Rd,c} + \beta \cdot \Delta V_{Ed} = max\ \{v_{Rd,c,1}; v_{Rd,c,2}\} \cdot u \cdot d + \beta \cdot 0{,}5 \cdot A_{crit} \cdot \sigma_{gd} = 352{,}5\ kN > 288{,}0\ kN = V_{Ed} \cdot \beta$

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich

Leviat GmbH, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld, Tel.: +49 2173 970 0, Fax: +49 2173 970 123 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

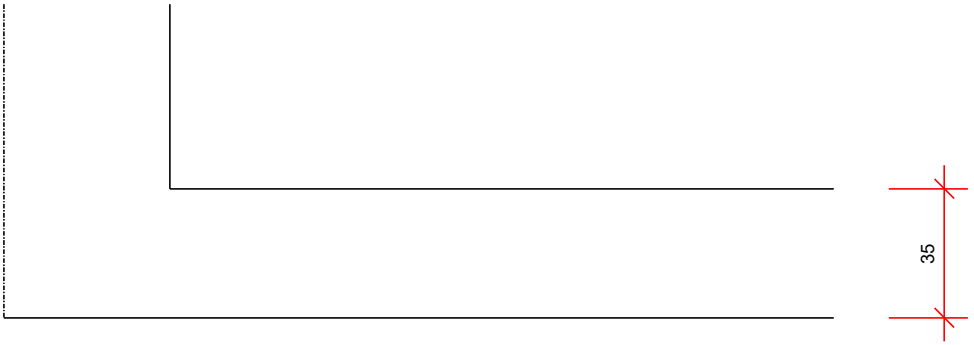
HALFEN HDB Durchstanzbewehrung, ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12)
HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.71

HALFEN

Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.

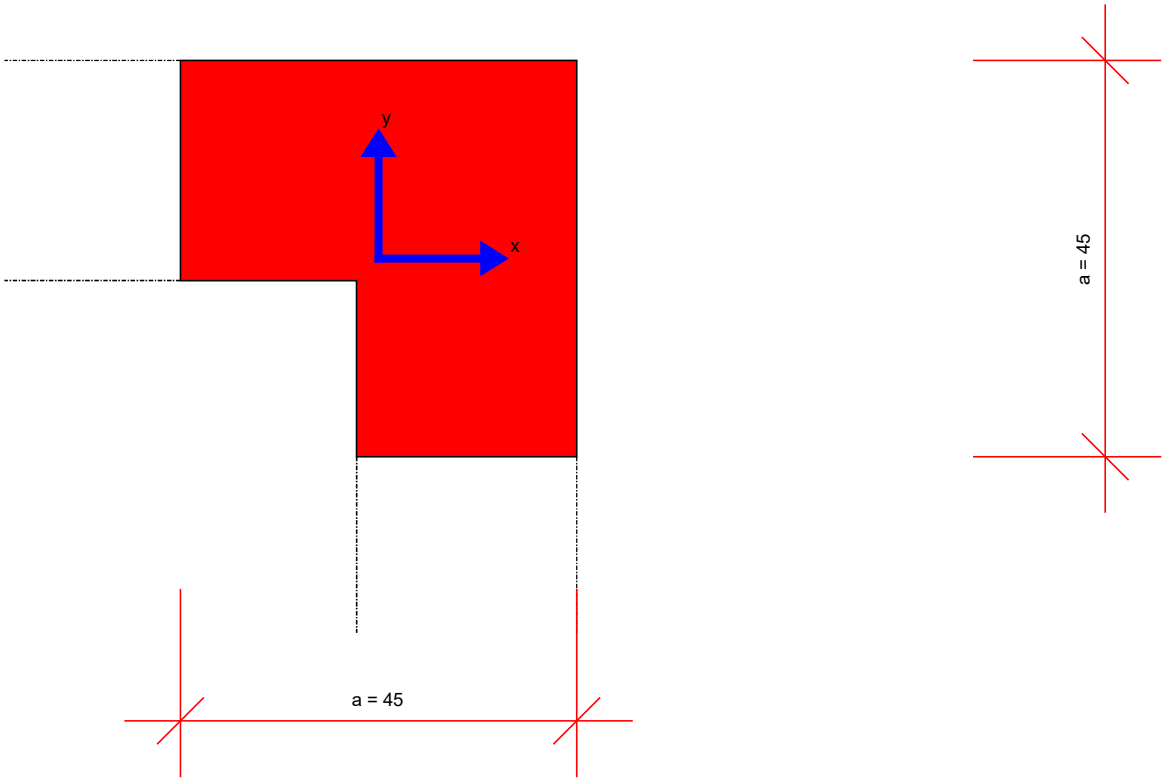
Verlegebereich

Schnitt M 1:20



[cm]

Grundriss M 1:8



Mindeststablängen: $l_{bar,min,x}$ = 105 cm + 2 · l_{bd}; $l_{bar,min,y}$ = 105 cm + 2 · l_{bd}; l_{bd} Bemessungswert Verankerungslänge
Mindeststablänge wurde nach Heft 600 (2. Auflage 2020) ermittelt.
Hinweis: Aus anderen Nachweisen können sich größere erforderliche Mindeststablängen ergeben.
Die Stäbe sind beginnend vom Anschnitt der Wand mindestens 60 cm + l_{bd} in die Platte zu führen.

Leviat GmbH, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld, Tel.: +49 2173 970 0, Fax: +49 2173 970 123 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

HALFEN HDB Durchstanzbewehrung, ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12)
HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.71

HALFEN

Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.

Bemerkung: Achse b/4-3

Durchstanznachweis für Innenecke (**Bodenplatte**)

Bemessungswert Durchstanzlast	V_{Ed}	=	397,0 kN
Lasterhöhungsfaktor	β	=	1,20
Bodenpressung	σ_{gd}	=	60,0 kN/m²
Plattendicke	h	=	35 cm
statische Nutzhöhe	d	=	30 cm
Wanddicke	b	=	25 cm
Einflussbreite	a	=	45 cm
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o}$ / $c_{nom,u}$	=	3 cm / 3,5 cm
Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Flächenbewehrung	a_{sx}	=	14,0 cm²/m (ρ_x = 0,47 %)
Flächenbewehrung	a_{sy}	=	15,4 cm²/m (ρ_y = 0,51 %)
Längsbewehrungsgrad	ρ_l	=	0,49 % < 1,63 %

am kritischen Rundschnitt u
Rundschnittführung analog Innenstütze

Abstand zum kritischen Rundschnitt a_{crit}		=	30 cm (1,0 d)
Fläche innerhalb des kritischen Rundschnitts A_{crit}		=	0,5432 m²
u (30 cm)		=	137,1 cm
$k = min\ \{ 1 + \sqrt{200/d[mm]}\ ; 2 \}$		=	1,82
Vorfaktor für $v_{Rd,c,1}$ nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04	$C_{Rd,c}$	=	0,10
$v_{Rd,c,1} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot 2d/a_{crit}$		=	836,91 kN/m²
$v_{Rd,c,2} = v_{min} = 0{,}0525/\gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot 2d/a_{crit}$		=	856,88 kN/m²

$V_{Rd,c} + \beta \cdot \Delta V_{Ed} = max\ \{v_{Rd,c,1}; v_{Rd,c,2}\} \cdot u \cdot d + \beta \cdot 0{,}5 \cdot A_{crit} \cdot \sigma_{gd}$ = 372,1 kN < 476,4 kN = $V_{Ed} \cdot \beta$

Vorfaktor für $V_{Rd,max}$ nach ETA 12/0454 $C_{Rd,c}$ = 0,12

$V_{Rd,max} + \beta \cdot \Delta V_{Ed} = 1{,}5 \cdot V_{Rd,c} + \beta \cdot 0{,}5 \cdot A_{crit} \cdot \sigma_{gd}$ = 639,3 kN > 476,4 kN = $V_{Ed} \cdot \beta$

am äußeren Rundschnitt u_{out}

$u_{out,\,req}$ = 278,3 cm < 304,4 cm = $u_{out,\,prov}$: Rundschnittführung analog Innenstütze

$l_{s,\,req}$ = 74,9 cm < 91,5 cm = $l_{s,\,prov}$

Fläche des durchstanzbewehrten Bereichs A_{lsw}		=	1,6836 m²
$\beta_{red} = max\ \{ \beta / (1{,}2 + \beta \cdot l_{s,\,prov}/(40 \cdot d)) ; 1{,}1 \}$		=	1,10
Vorfaktor für $v_{Rd,c,out,1}$ nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04	$C_{Rd,c,out}$	=	0,10
$v_{Rd,c,out\,1} = C_{Rd,c,out} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$		=	418,46 kN/m²
$v_{Rd,c,out\,2} = v_{min} = 0{,}0525/\gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	428,44 kN/m²

$V_{Rd,c,out} + \Delta V_{Ed,out} = max\ \{v_{Rd,c,out\,1}; v_{Rd,c,out\,2}\} \cdot u_{out,\,prov} \cdot d + A_{lsw} \cdot \sigma_{gd}$ = 492,3 kN > 436,7 kN = $V_{Ed} \cdot \beta_{red}$

Ankerdurchmesser d_A :	12 mm	14 mm	16 mm	20 mm	25 mm
Bereich C :	10	7	6	4	3

Gewählt: : HDB-12/285-5/990 (90/150/3x225/75)

Anzahl der Kombinationen pro Stütze m_C= 6 Anzahl der Stützen = 1

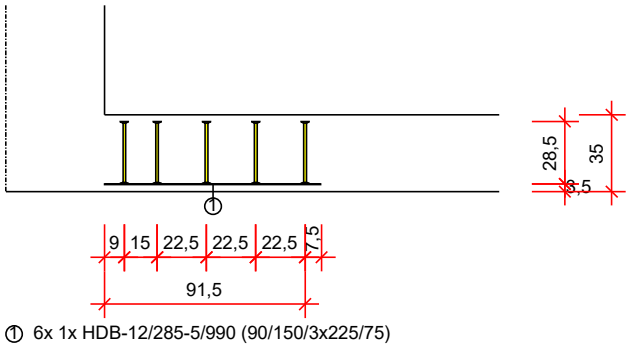
$V_{Rd,sy} + \beta \cdot \Delta V_{Ed} = m_C \cdot n_C \cdot d_A^2 / 4 \cdot \pi \cdot f_{yd} + \beta \cdot 0{,}5 \cdot A_{crit} \cdot \sigma_{gd}$ = 609,6 kN > 476,4 kN = $V_{Ed} \cdot \beta$

Leviat GmbH, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld, Tel.: +49 2173 970 0, Fax: +49 2173 970 123 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

Elementabstand innen / außen = 23,5 cm / 58,3 cm

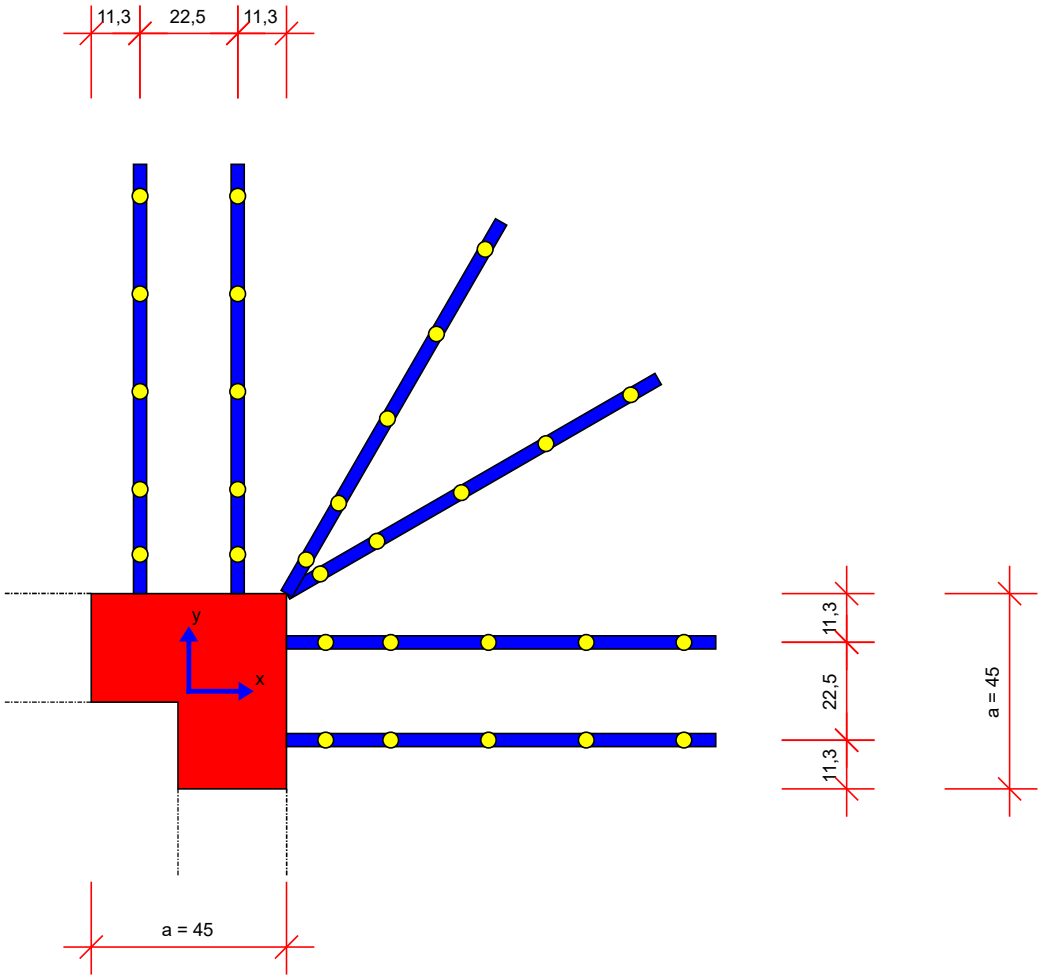
Verlegebereich

Schnitt M 1:33



[cm]

Grundriss M 1:17



Mindeststablängen: $l_{bar,min,x}$ = 211,5 cm + 2 · l_{bd}; $l_{bar,min,y}$ = 211,5 cm + 2 · l_{bd}; l_{bd} Bemessungswert Verankerungslänge
Mindeststablänge wurde nach Heft 600 (2. Auflage 2020) ermittelt.
Hinweis: Aus anderen Nachweisen können sich größere erforderliche Mindeststablängen ergeben.
Die Stäbe sind beginnend vom Anschnitt der Wand mindestens 166,5 cm + l_{bd} in die Platte zu führen.

Leviat GmbH, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld, Tel.: +49 2173 970 0, Fax: +49 2173 970 123 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

HALFEN HDB Durchstanzbewehrung, ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12)
HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.71

HALFEN

Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.

Bemerkung: Achse b/7

Durchstanznachweis für Rechteckstütze im Innenbereich (**Bodenplatte**)

Bemessungswert Durchstanzlast	V_{Ed}	=	600,0 kN
Lasterhöhungsfaktor	β	=	1,40
Bodenpressung	σ_{gd}	=	0,0 kN/m²
Plattendicke	h	=	35 cm
statische Nutzhöhe	d	=	30 cm
Stützenbreite	b	=	25 cm
Stützenbreite	a	=	25 cm
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o}$ / $c_{nom,u}$	=	3 cm / 3,5 cm
Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Flächenbewehrung	a_{sx}	=	14,0 cm²/m (ρ_x = 0,47 %)
Flächenbewehrung	a_{sy}	=	15,4 cm²/m (ρ_y = 0,51 %)
Längsbewehrungsgrad	ρ_l	=	0,49 % < 1,63 %

am kritischen Rundschnitt u

Abstand zum kritischen Rundschnitt a_{crit}	=	30 cm (1,0 d)
Fläche innerhalb des kritischen Rundschnitts A_{crit}	=	0,6452 m²
u (30 cm)	=	288,5 cm
$k = min \{ 1 + \sqrt{200/d[mm]} ; 2 \}$	=	1,82
Vorfaktor für $v_{Rd,c,1}$ nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 $C_{Rd,c}$	=	0,10
$v_{Rd,c,1} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot 2d/a_{crit}$	=	836,91 kN/m²
$v_{Rd,c,2} = v_{min} = 0{,}0525/\gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot 2d/a_{crit}$	=	856,88 kN/m²

$V_{Rd,c} + \beta \cdot \Delta V_{Ed} = max \{v_{Rd,c,1}; v_{Rd,c,2}\} \cdot u \cdot d + \beta \cdot 0{,}5 \cdot A_{crit} \cdot \sigma_{gd} = 741{,}6$ kN < 840,0 kN = $V_{Ed} \cdot \beta$

Vorfaktor für $V_{Rd,max}$ nach ETA 12/0454 $C_{Rd,c}$	=	0,12

$V_{Rd,max} + \beta \cdot \Delta V_{Ed} = 1{,}5 \cdot V_{Rd,c} + \beta \cdot 0{,}5 \cdot A_{crit} \cdot \sigma_{gd} = 1303{,}8$ kN > 840,0 kN = $V_{Ed} \cdot \beta$

am äußeren Rundschnitt u_{out}

$u_{out,\,req} = 532{,}3$ cm < 533,5 cm = $u_{out,\,prov}$
$l_{s,\,req} = 23{,}8$ cm < 24 cm = $l_{s,\,prov}$

Fläche des durchstanzbewehrten Bereichs A_{lsw}	=	0,4835 m²
$\beta_{red} = max \{ \beta / (1{,}2 + \beta \cdot l_{s,\,prov}/(40 \cdot d)) ; 1{,}1 \}$	=	1,14
Vorfaktor für $v_{Rd,c,out,1}$ nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 $C_{Rd,c,out}$	=	0,10
$v_{Rd,c,out\,1} = C_{Rd,c,out} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$	=	418,46 kN/m²
$v_{Rd,c,out\,2} = v_{min} = 0{,}0525/\gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	=	428,44 kN/m²

$V_{Rd,c,out} + \Delta V_{Ed,out} = max \{v_{Rd,c,out\,1}; v_{Rd,c,out\,2}\} \cdot u_{out,\,prov} \cdot d + A_{lsw} \cdot \sigma_{gd} = 685{,}8$ kN > 684,0 kN = $V_{Ed} \cdot \beta_{red}$

Ankerdurchmesser d_A :	12 mm	14 mm	16 mm	20 mm	25 mm
Bereich C :	18	13	10	7	4

Gewählt: : HDB-14/285-2/315 (90/150/75)

Anzahl der Kombinationen pro Stütze m_C = 8 Anzahl der Stützen = 1

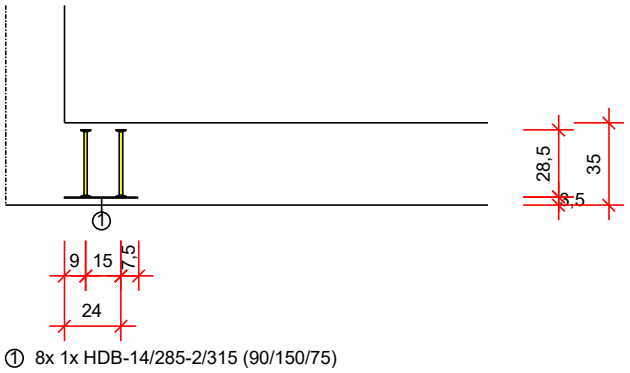
$V_{Rd,sy} + \beta \cdot \Delta V_{Ed} = m_C \cdot n_C \cdot d_A^2 / 4 \cdot \pi \cdot f_{yd} + \beta \cdot 0{,}5 \cdot A_{crit} \cdot \sigma_{gd} = 1070{,}9$ kN > 840,0 kN = $V_{Ed} \cdot \beta$

Leviat GmbH, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld, Tel.: +49 2173 970 0, Fax: +49 2173 970 123 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

Elementabstand innen / außen = 30,3 cm / 30,3 cm

Verlegebereich

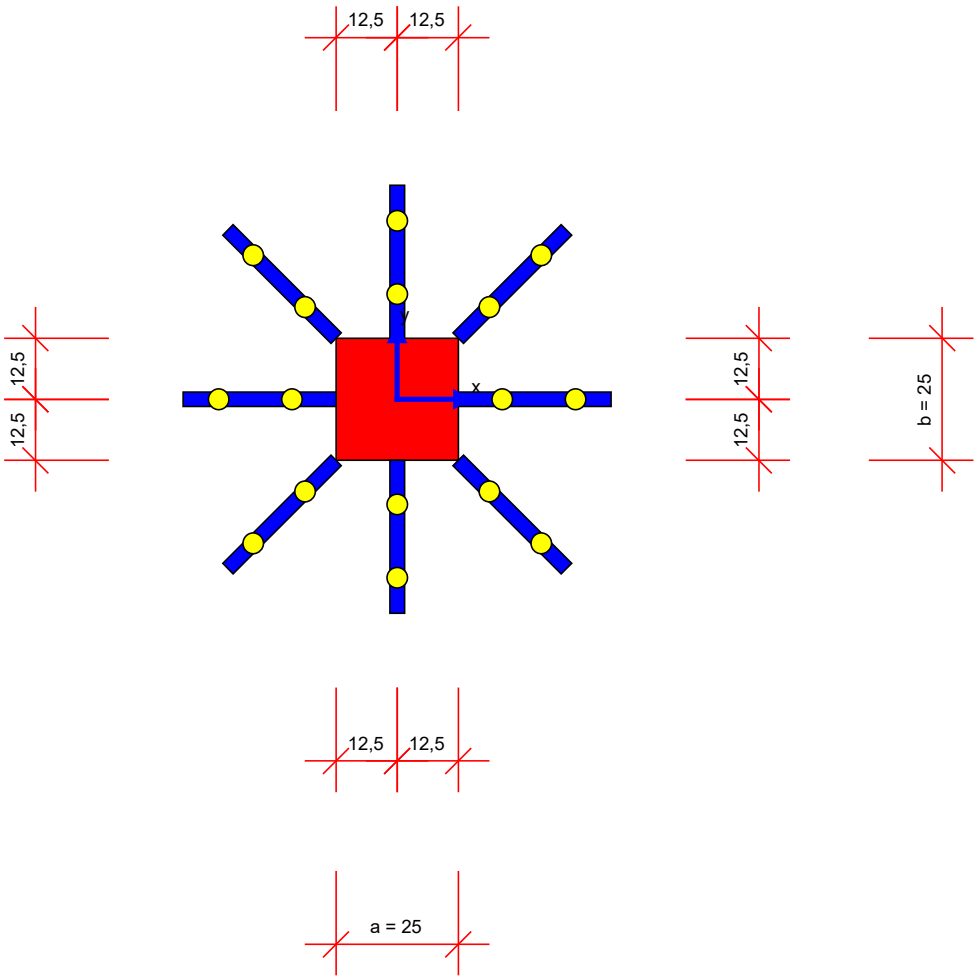
Schnitt M 1:31



① 8x 1x HDB-14/285-2/315 (90/150/75)

[cm]

Grundriss M 1:15



Mindeststablängen: $l_{bar,min,x}$ = 223 cm + 2 · l_{bd}; $l_{bar,min,y}$ = 223 cm + 2 · l_{bd}; l_{bd} Bemessungswert Verankerungslänge
Mindeststablänge wurde nach Heft 600 (2. Auflage 2020) ermittelt.
Hinweis: Aus anderen Nachweisen können sich größere erforderliche Mindeststablängen ergeben.

Leviat GmbH, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld, Tel.: +49 2173 970 0, Fax: +49 2173 970 123 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

8.4 Hinweise zur Ausführungsplanung

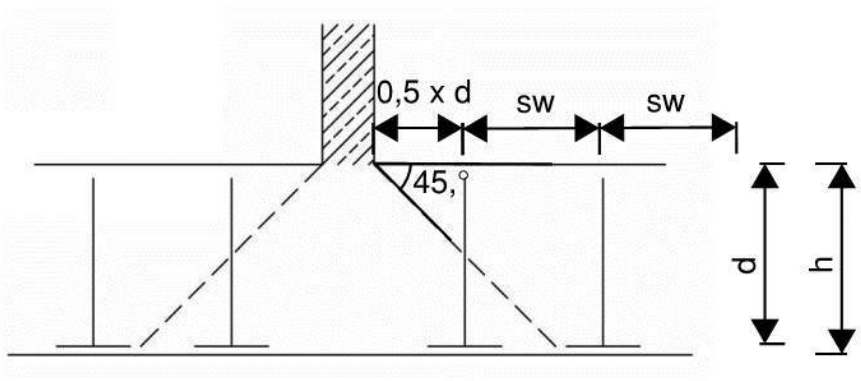
Im folgenden Kapitel wird unter Berücksichtigung der bereits erfolgten Nachweise aus Pos. 8.3 die Bewehrung gewählt.

Weiterhin werden allgemeine konstruktive Hinweise vorgegeben.

Zusätzlich sind die Bewehrungshinweise in Pos. 8.3: „Schnittgrößen und Bemessung“ zu beachten.

Anordnung der Schubzulagen relativ zu den vertikalen Bauteilen

- <u>Innenwände:</u>

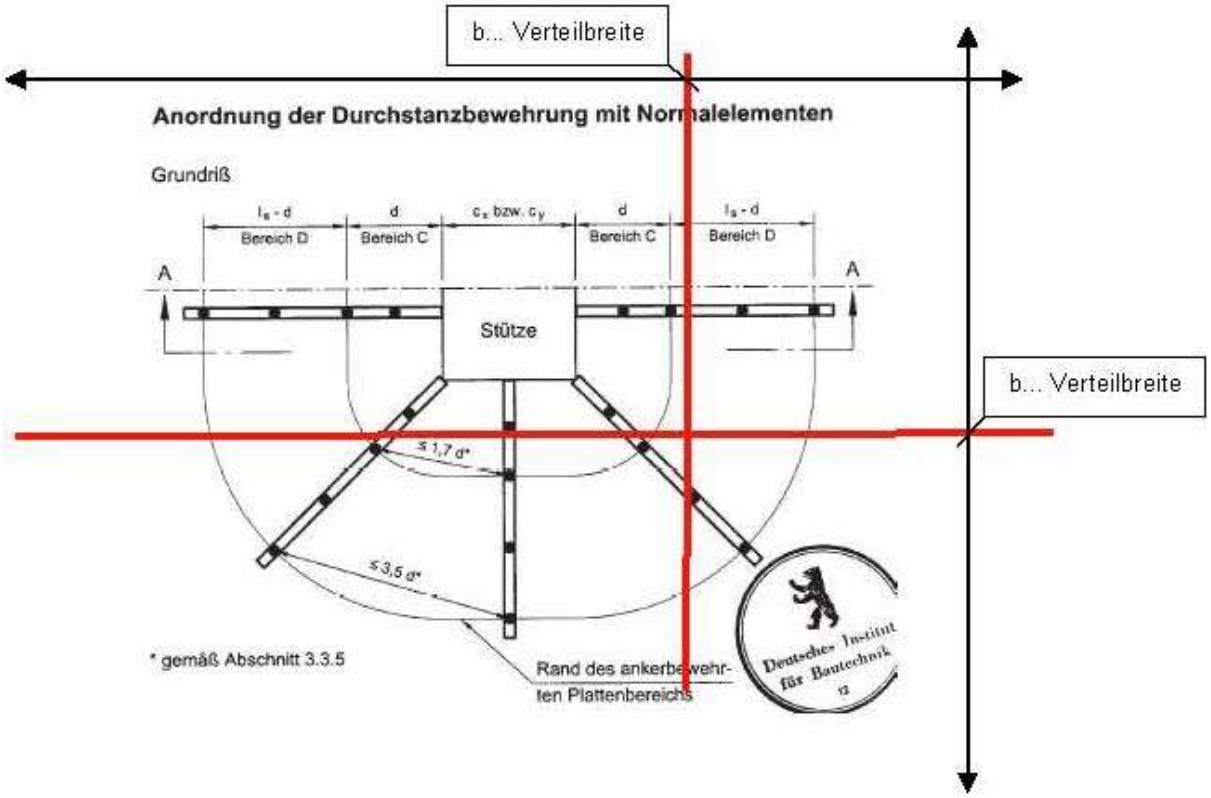


- Ersten Schenkel im Abstand 0,5d zur Bauteilaußenkante anordnen
- Abstände s_w gemäß Stückzahlangabe pro m²

<u>Dübelleisten/ Durchstanzbewehrung</u>

Es wird empfohlen, die Dübelleisten von unten einzubauen.

Die erforderliche Stablänge der Zulagen (falls erforderlich) zur Erhöhung des Bewehrungsgrades μ ergibt sich aus dem Stützendurchmesser c, der Plattendicke h bzw. statischen Nutzhöhe d sowie der Verankerungslänge lb,net der verwendeten Bewehrungsstäbe nach den folgenden Gleichungen.



c	Durchmesser Stütze =	$1.13 \times (c_x \times c_y)^{0,5}$
d	mittlere Nutzhöhe =	$0,5 \times (d_x + d_y)$
a_l	Versatzmaß	
b	Verteilerbreite	
$l_{b,net}$	(mit $A_{s\ erf} = A_{s\ vorh}$ und geradem Stab) = l_b	
l_x	Stützweite in x Richtung	
l_y	Stützweite in y Richtung	

ohne Dübelleisten:

Länge der Zulagebewehrung (oben)

1) $L_{oben1} \geq c + 2 * (3\ d + l_{bd})$ gem. EC2 6.4.4(1) und

2) L_{oben2} = FEM a_s-Wert + $2 * (d + l_{bd})$ oder = $0{,}4 * l_{x,y} + 2 * (d + l_{bd})$

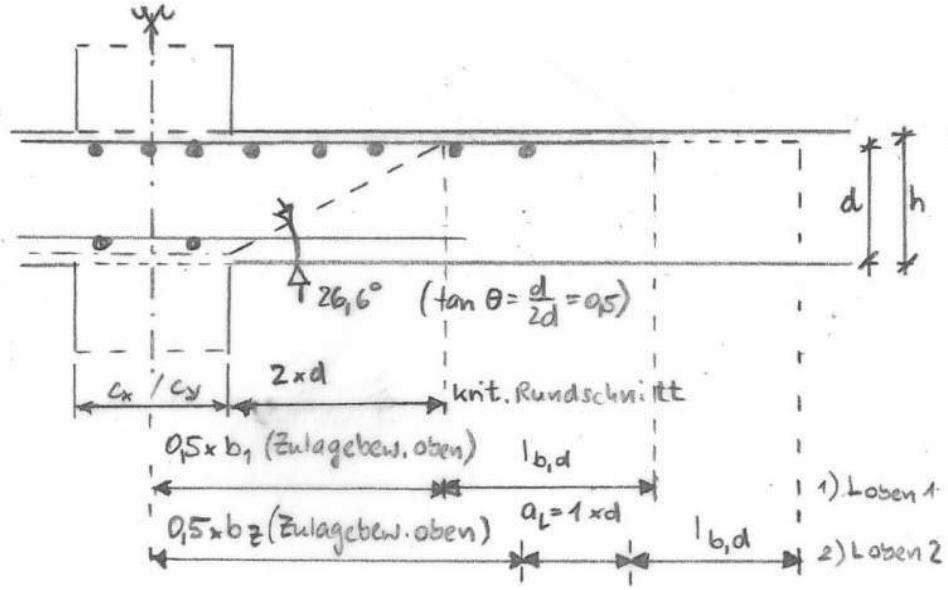
Verteilbreite der Zulagebewehrung (oben)

1) $b_1 \geq c + 2 * (3\ d)$ und

2) b_2 = FEM a_s-Wert abdecken oder = $0{,}4 * l_{x,y}$ (´Gurtstreifenbreite´)

Länge der Bewehrung zur Absturzsicherung

$l_{unten} \geq c + 2 * l_{bd}$



mit Dübelleisten:

Länge der Zulagebewehrung (oben)

1) $L_{oben1} \geq c + 2 * (l_o + 1{,}5\ d + l_{bd})$ und

2) L_{oben2} = FEM a_s-Wert + $2 * (d + l_{bd})$ oder $0{,}4 * l_{x,y} + 2 * (d + l_{bd})$

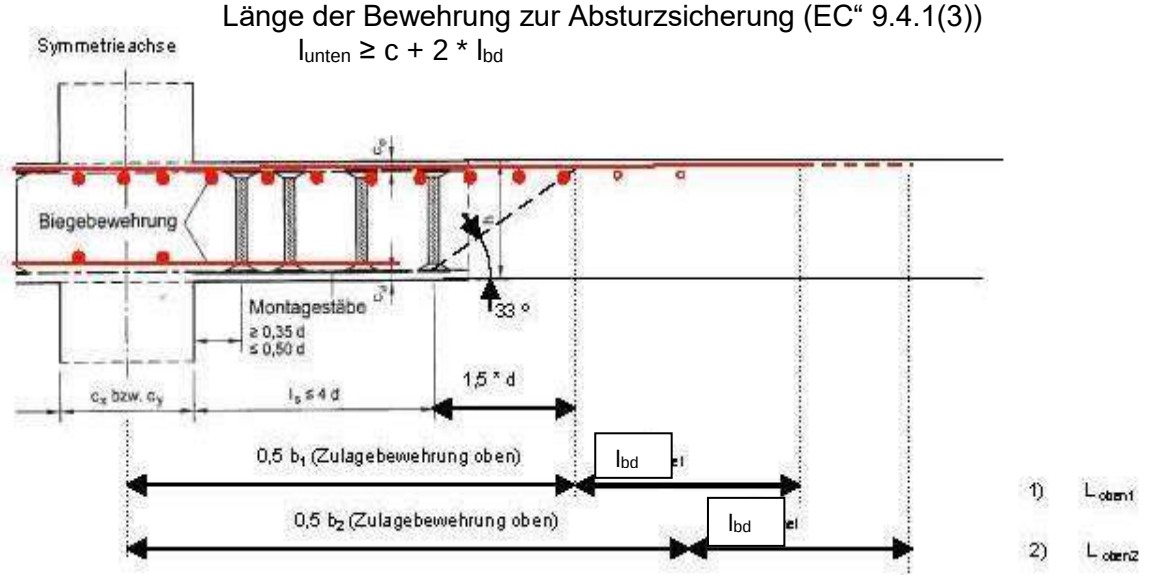
Verteilbreite der Zulagebewehrung (oben)

1) $b_1 \geq c + 2 * (l_o + 1{,}5\ d)$ und

2) b_2 = FEM a_s-Wert abdecken oder $0{,}4 * l_{x,y}$ (´Gurtstreifenbreite´)

Länge der Bewehrung zur Absturzsicherung (EC“ 9.4.1(3))

$l_{unten} \geq c + 2 * l_{bd}$



- Bewehrungswahl einfügen

Seite 117a bis 121a und 122 bis124 einfügen

obere Bewehrung Lage 1 / Lage 2

untere Bewehrung Lage 1 / Lage 2

Bügelbewehrung M 1 :100

Stabbew. / Wände

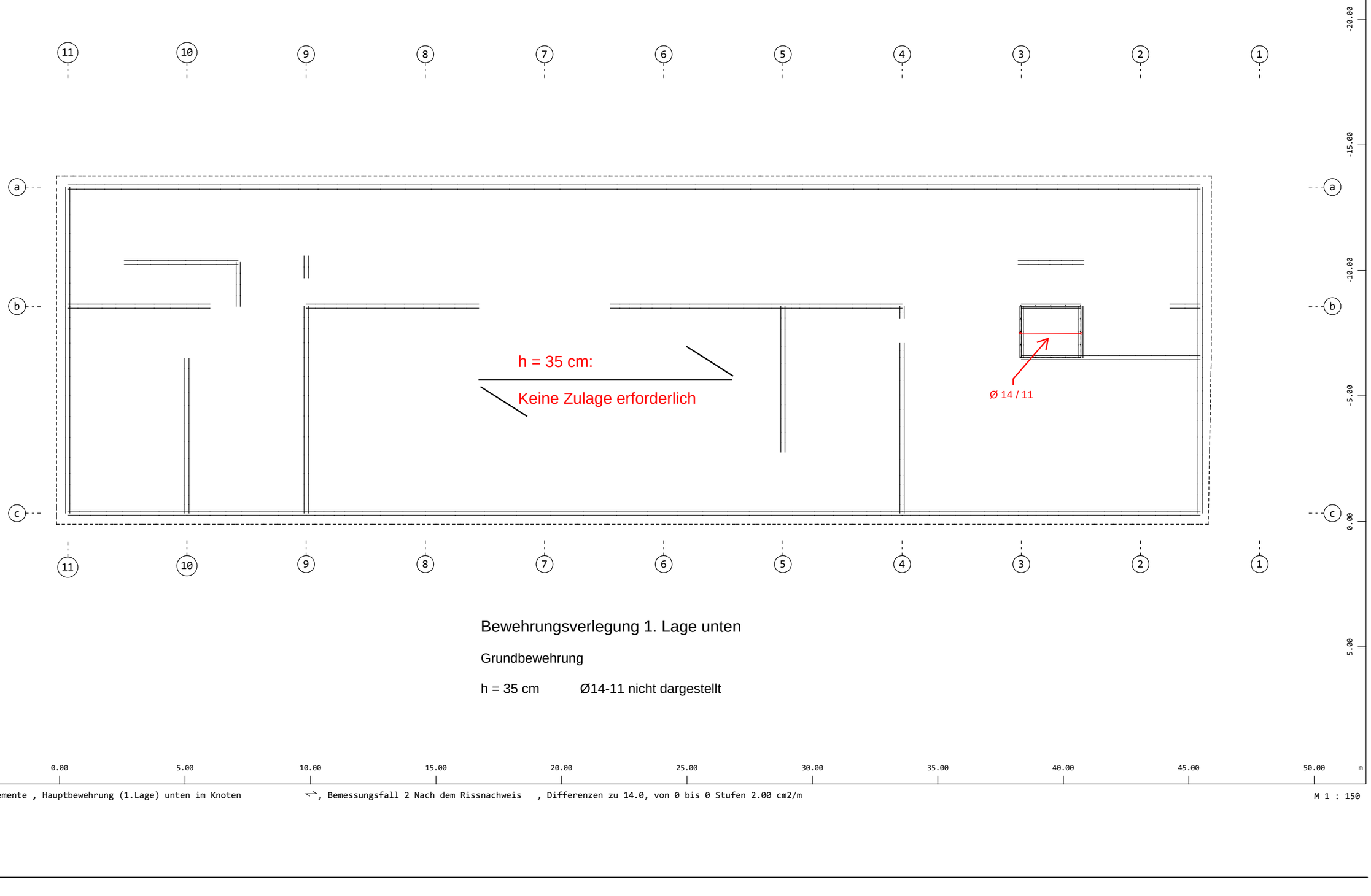
Rang 1 bis 3

JFE_MAXIM_Bodenplatte_h=35cm
Bemessung

Bewehrungswahl:

Materialien: Beton C25/30 / Betonstahl B 500 B Expositionsklasse: XC3; WF außen / XC1, WO innen

Betondeckung: c_{nom} = 3,5 cm (oben) / c_{nom} = 3,5 cm (unten)



Bewehrungsverlegung 1. Lage unten

Grundbewehrung

h = 35 cm Ø14-11 nicht dargestellt

Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) unten im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , Differenzen zu 14.0, von 0 bis 0 Stufen 2.00 cm2/m

M 1 : 150

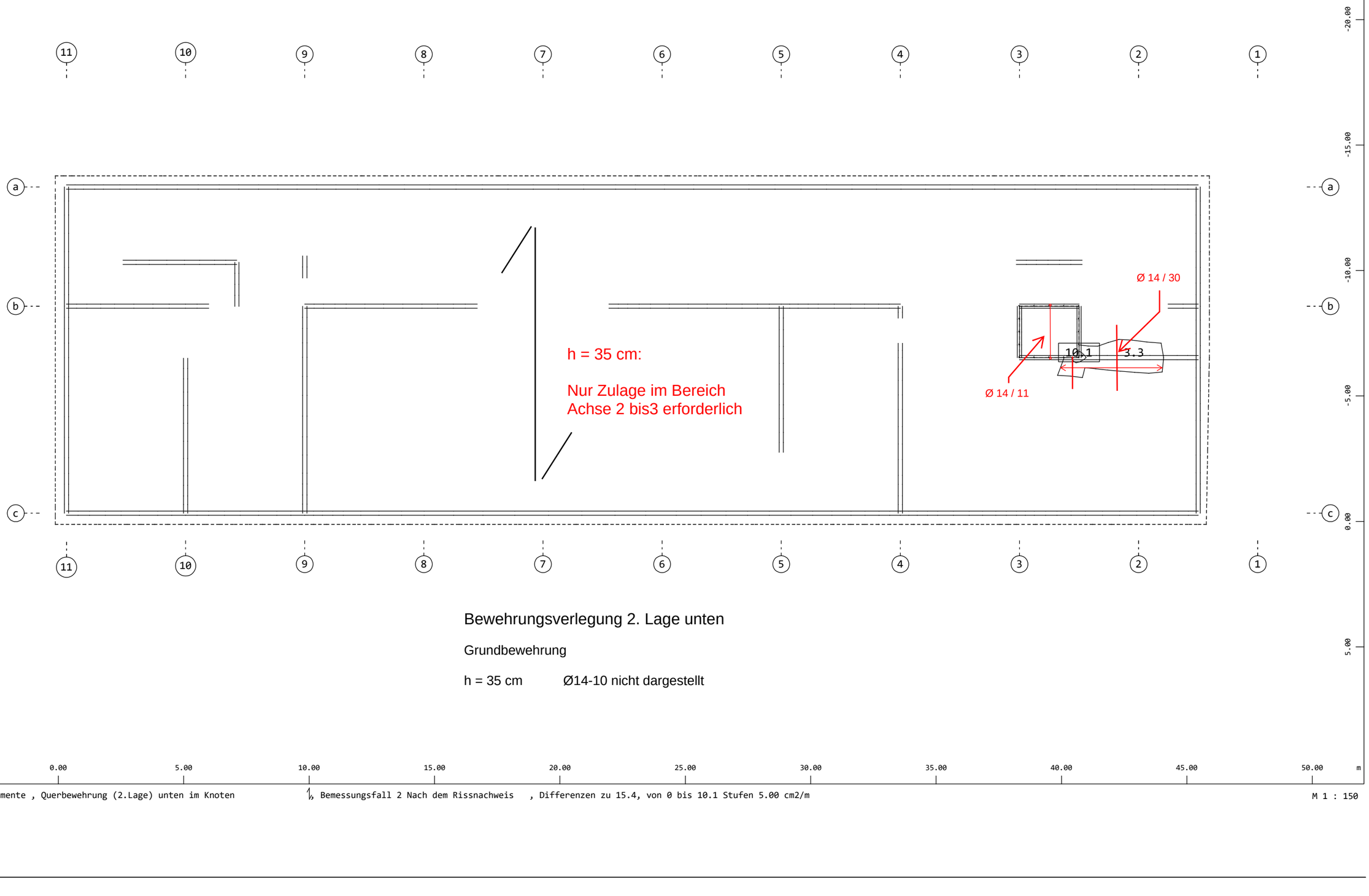
SOFISTIK AG - www.sofistik.de

JFE_MAXIM_Bodenplatte_h=35cm
Bemessung

Bewehrungswahl:

Materialien: Beton C25/30 / Betonstahl B 500 B Expositionsklasse: XC3; WF außen / XC1, WO innen

Betondeckung: c_{nom} = 3,5 cm (oben) / c_{nom} = 3,5 cm (unten)



Bewehrungsverlegung 2. Lage unten

Grundbewehrung

h = 35 cm Ø14-10 nicht dargestellt

Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) unten im Knoten ½ Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , Differenzen zu 15.4, von 0 bis 10.1 Stufen 5.00 cm2/m M 1 : 150

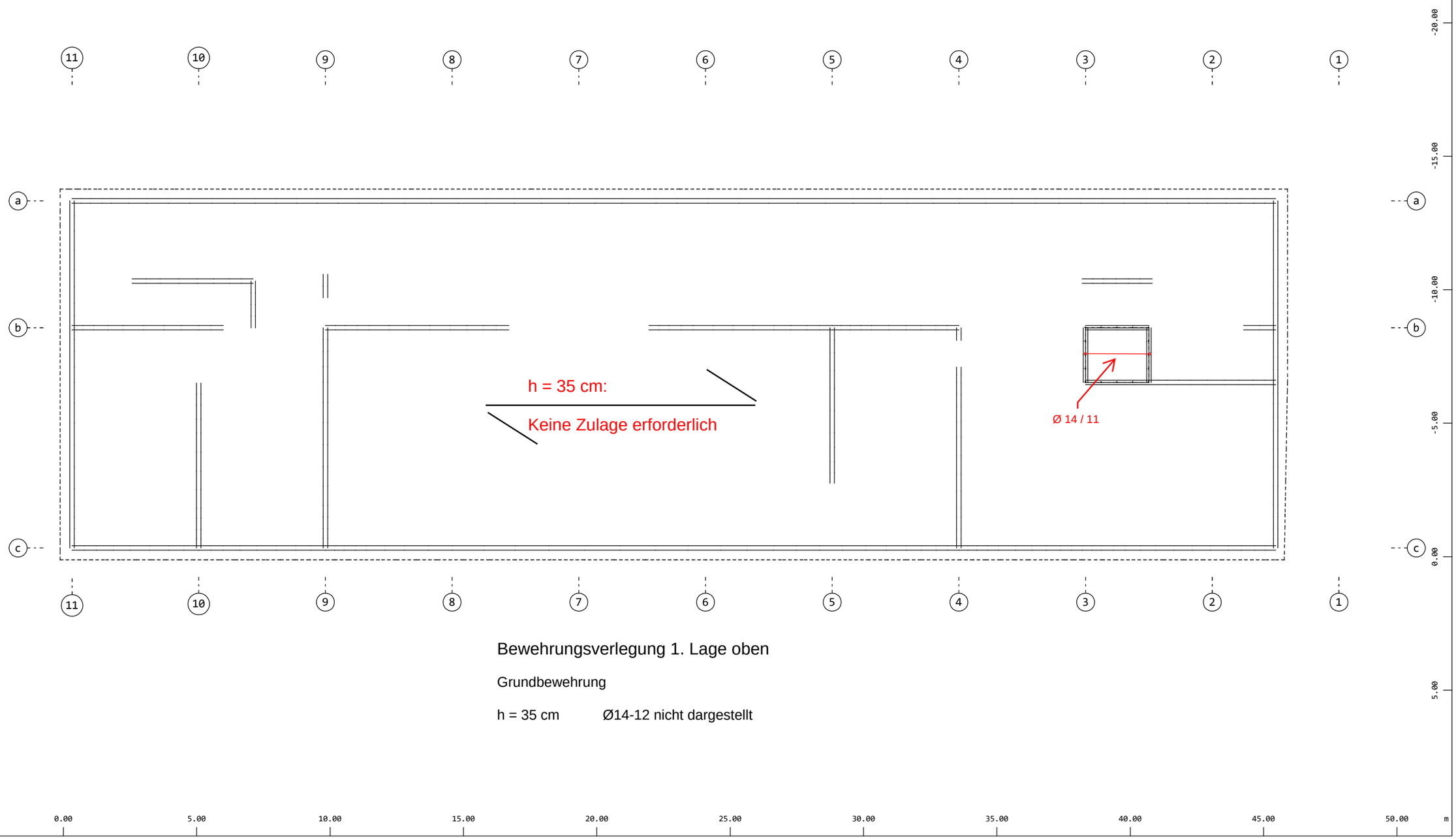
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

JFE_MAXIM_Bodenplatte_h=35cm
Bemessung

Bewehrungswahl:

Materialien: Beton C25/30 / Betonstahl B 500 B Expositionsklasse: XC3; WF außen / XC1, WO innen

Betondeckung: c_{nom} = 3,5 cm (oben) / c_{nom} = 3,5 cm (unten)



Bewehrungsverlegung 1. Lage oben

Grundbewehrung

h = 35 cm Ø14-12 nicht dargestellt

Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) oben im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , Differenzen zu 12.8, von 0 bis 0 Stufen 2.00 cm2/m M 1 : 150

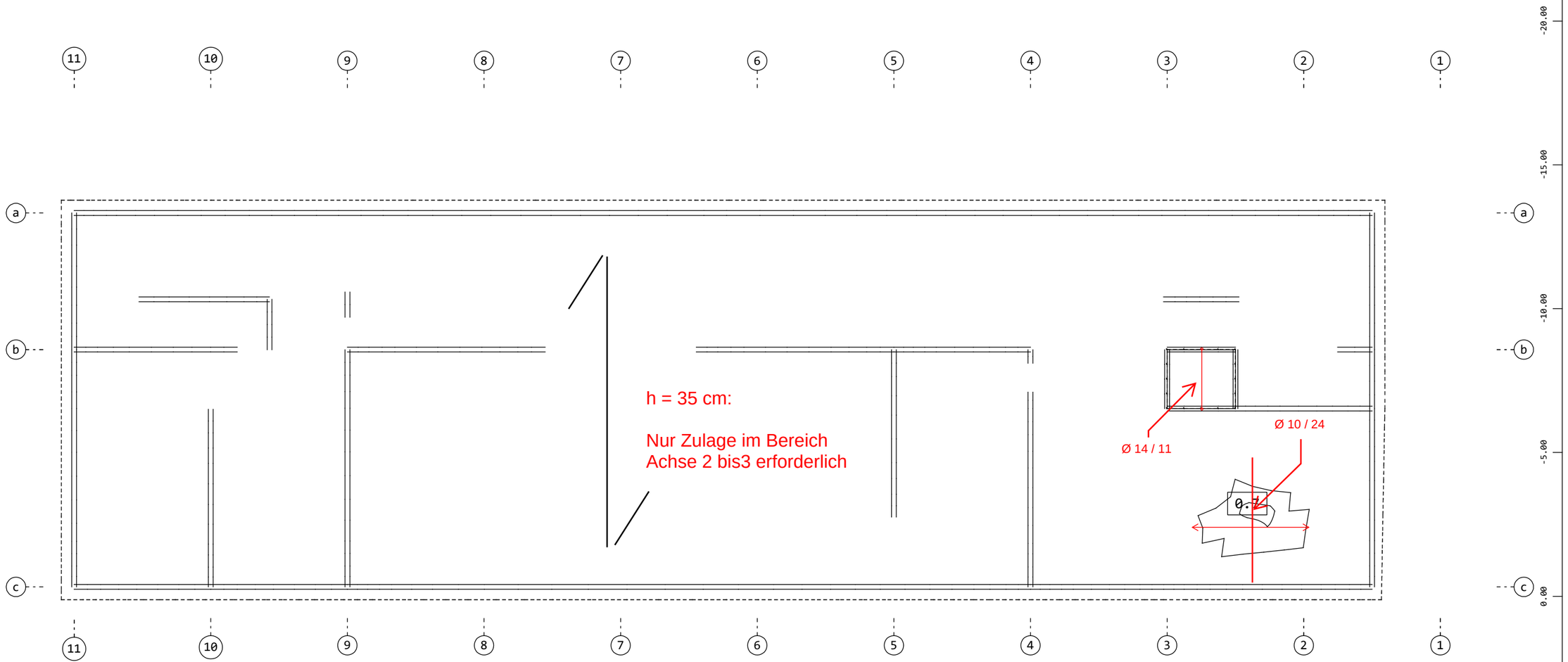
SOFISTIK AG - www.sofistik.de

JFE_MAXIM_Bodenplatte_h=35cm
Bemessung

Bewehrungswahl:

Materialien: Beton C25/30 / Betonstahl B 500 B Expositionsklasse: XC3; WF außen / XC1, WO innen

Betondeckung: c_{nom} = 3,5 cm (oben) / c_{nom} = 3,5 cm (unten)



Bewehrungsverlegung 2. Lage oben

Grundbewehrung

h = 35 cm Ø14-12 nicht dargestellt

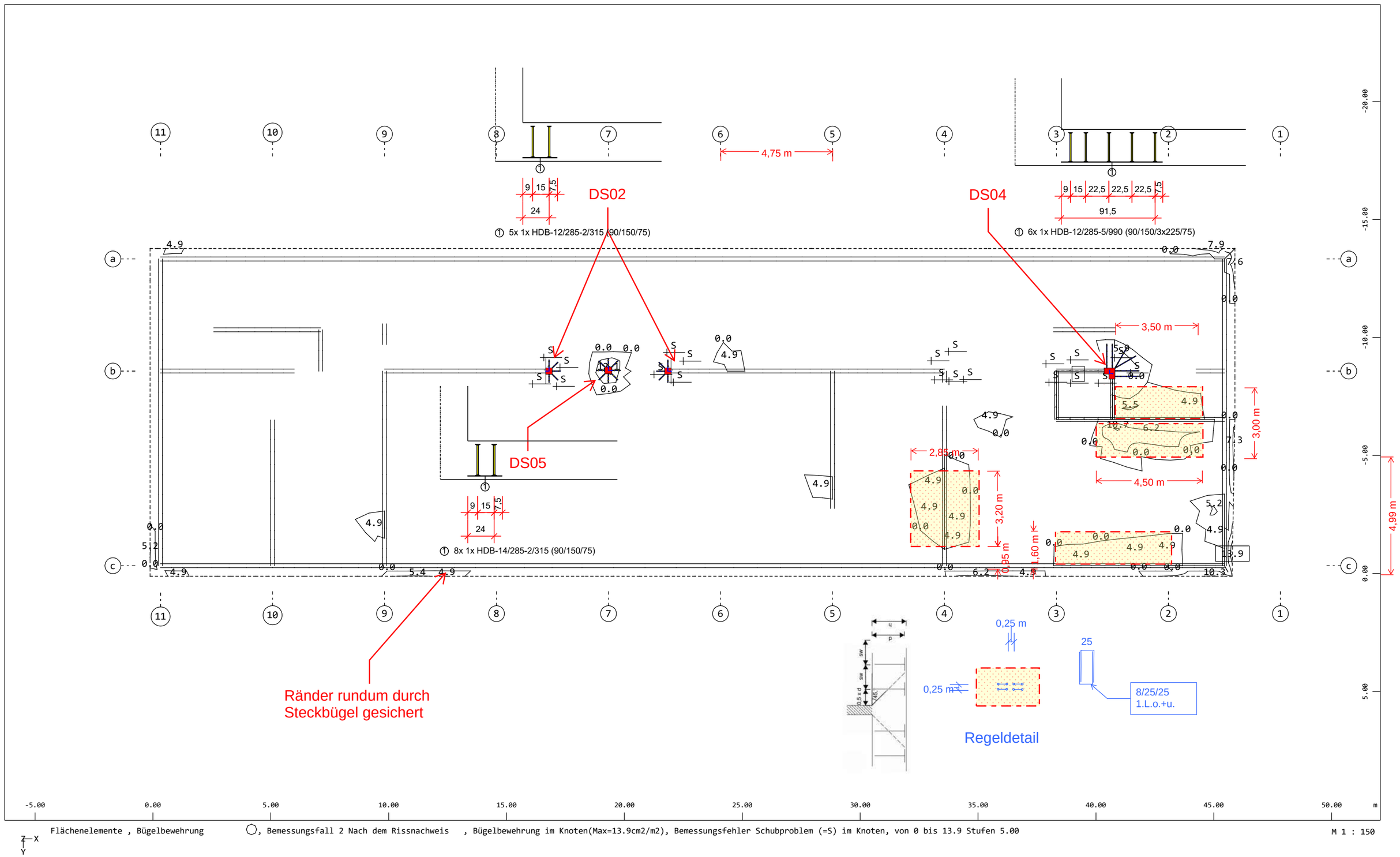
Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) oben im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , Differenzen zu 12.8, von 0 bis 0.719 Stufen 0.500 cm2/m

M 1 : 150

Z X Y

SOFISTIK AG - www.sofistik.de

JFE_MAXIM_Bodenplatte_h=35cm
Bemessung



Flächenelemente , Bügelbewehrung ⬡, Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , Bügelbewehrung im Knoten(Max=13.9cm2/m2), Bemessungsfehler Schubproblem (=S) im Knoten, von 0 bis 13.9 Stufen 5.00

M 1 : 150

Bodenplatte_ JFE_MAXIM
Bemessung

Bewehrungswahl: Wände: Expositionsklasse: XC3; WF außen / XC1; WO innen

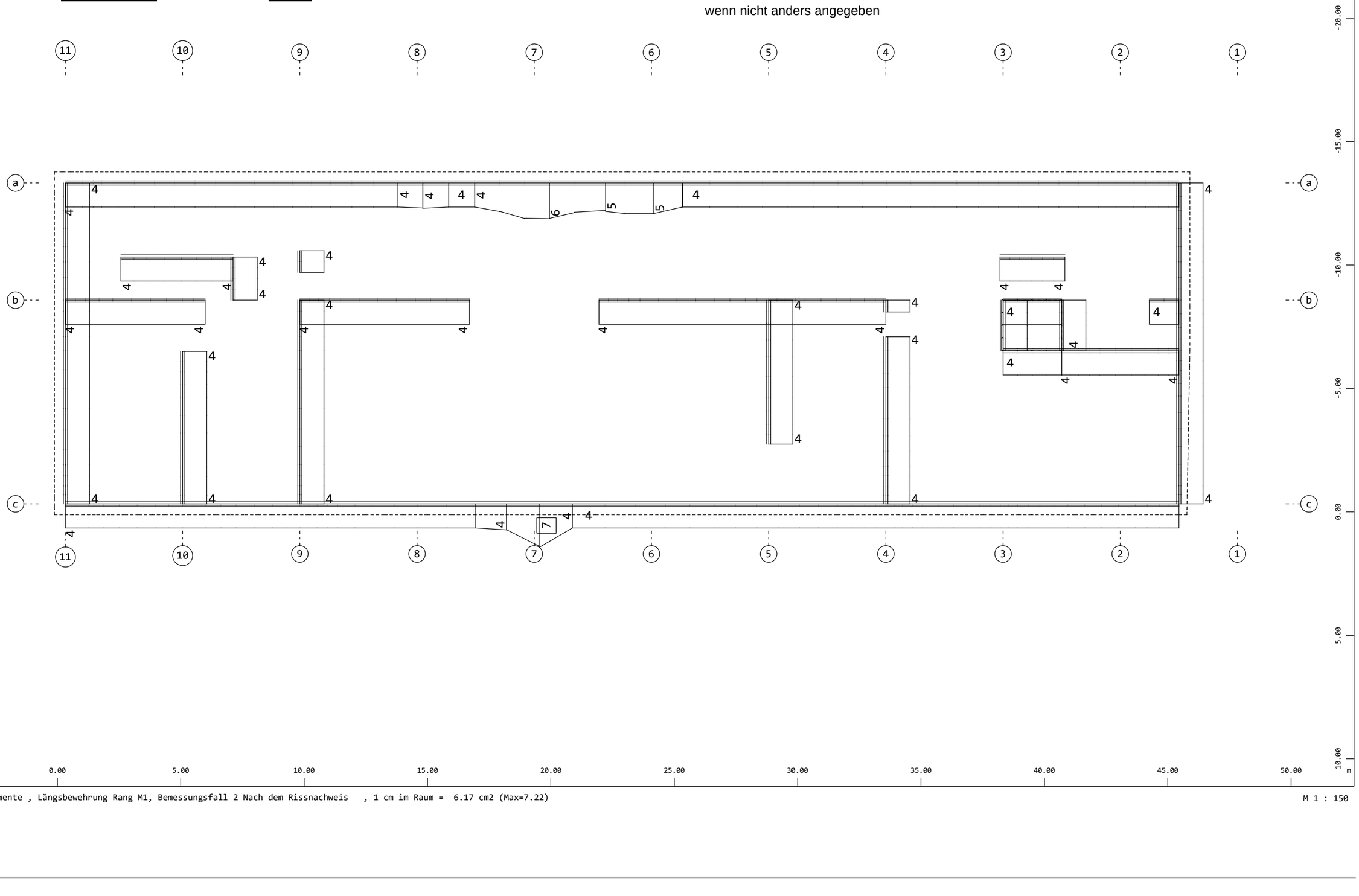
Materialien: Beton C25/30 / Betonstahl B 500 B

Betondeckung: c_{nom} = 3,0 cm

Bewehrung unten / seitlich

gewählt:
- 4 Ø 14 / 9 als Plattenrandbew. in der Anfängerbew. (Stecker)
- 2 * 3 Ø 14 / 15 in Anfängerbew. (Stecker)

wenn nicht anders angegeben



Stabelemente , Längsbewehrung Rang M1, Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , 1 cm im Raum = 6.17 cm2 (Max=7.22)

M 1 : 150

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Bodenplatte_ JFE_MAXIM
Bemessung

Bewehrungswahl: Wände: Expositionsklasse: XC3; WF außen / XC1; WO innen

Materialien: Beton C25/30 / Betonstahl B 500 B

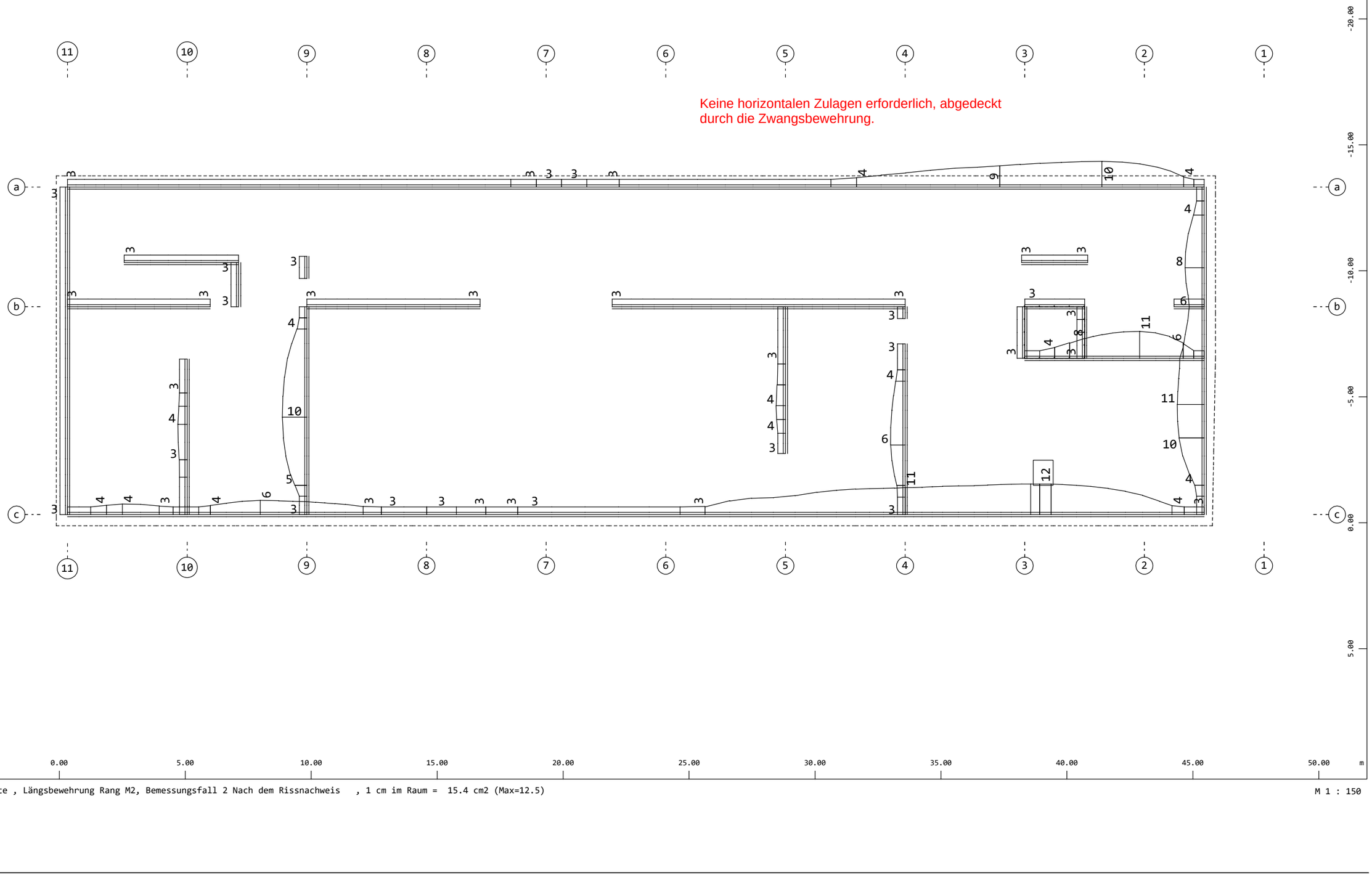
Betondeckung: c_{nom} = 3,0 cm

Bewehrung oben in der Wand bzw. Decke über UG

gewählt:
- 2 * 2 Ø 14 (6,16 cm²) als Plattenrandbew.
- 2 * 2 Ø 14 in der Decke über den Innenwänden

wenn nicht anders angegeben

Keine horizontalen Zulagen erforderlich, abgedeckt durch die Zwangsbewehrung.



Stabelemente , Längsbewehrung Rang M2, Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , 1 cm im Raum = 15.4 cm2 (Max=12.5)

M 1 : 150

Z X
Y

SOFISTIK AG - www.sofistik.de

Bodenplatte_ JFE_MAXIM
Bemessung

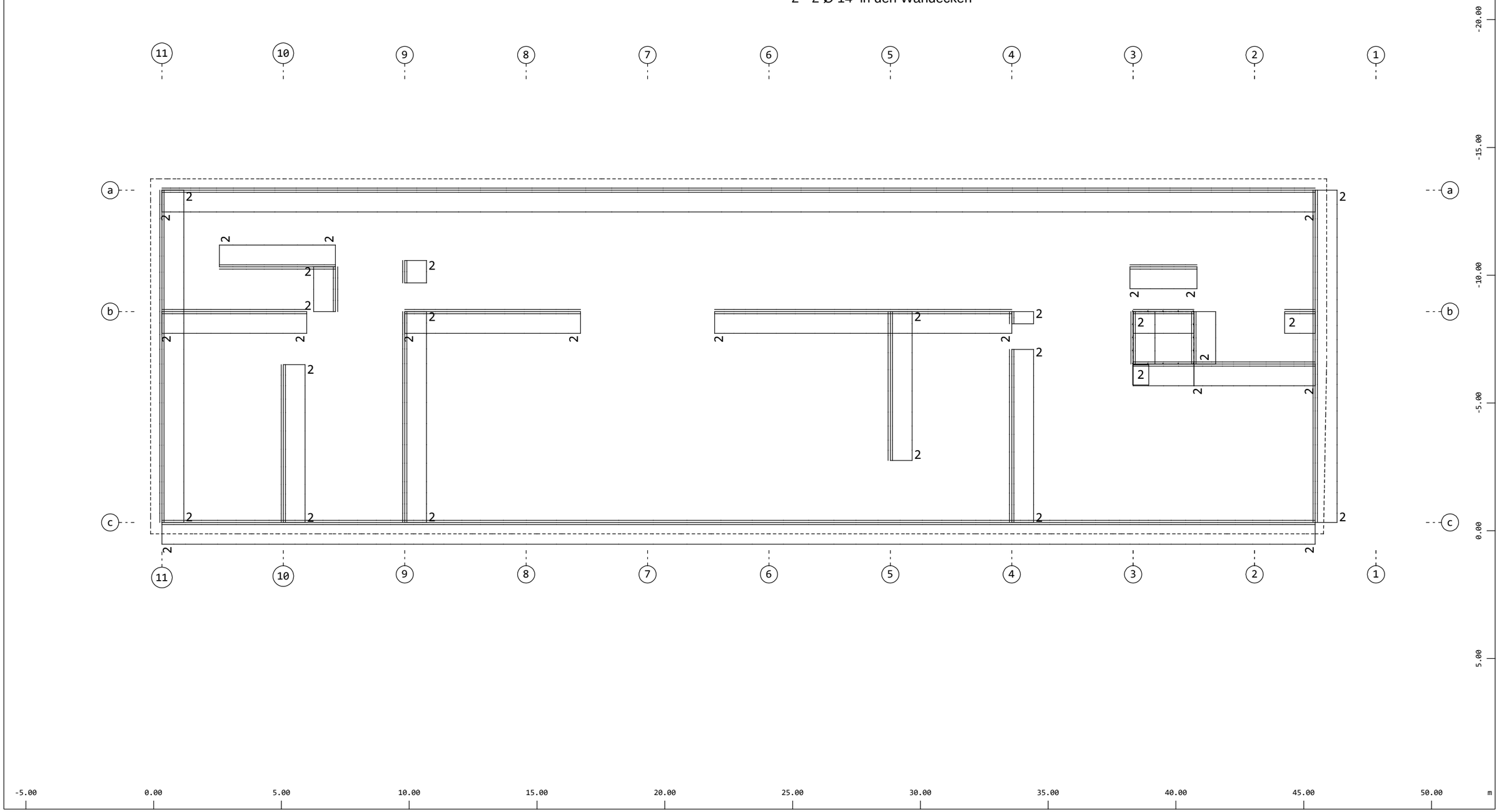
Bewehrungswahl: Wände: Expositionsklasse: XC3; WF außen / XC1; WO innen

Materialien: Beton C25/30 / Betonstahl B 500 B

Betondeckung: c_{nom} = 3,0 cm

Bewehrung Anfänger

gewählt:
- Ø 10 /15 als U-Stecker
- 2 Ø 14 in den Wandenden
- 2 * 2 Ø 14 in den Wandecken



Stabelemente , Bügelbewehrung Rang 1, Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , 1 cm im Raum = 3.61 cm2/m (Max=2.05)

M 1 : 150

Z X Y

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Kapitel: 9 Treppen

Inhaltsverzeichnis

9.1 Treppen im Gebäude 1

9.2 Treppen außen am Gebäude..... 1

9.3 Treppe außen am Technikgebäude 1

9.1 Treppen im Gebäude

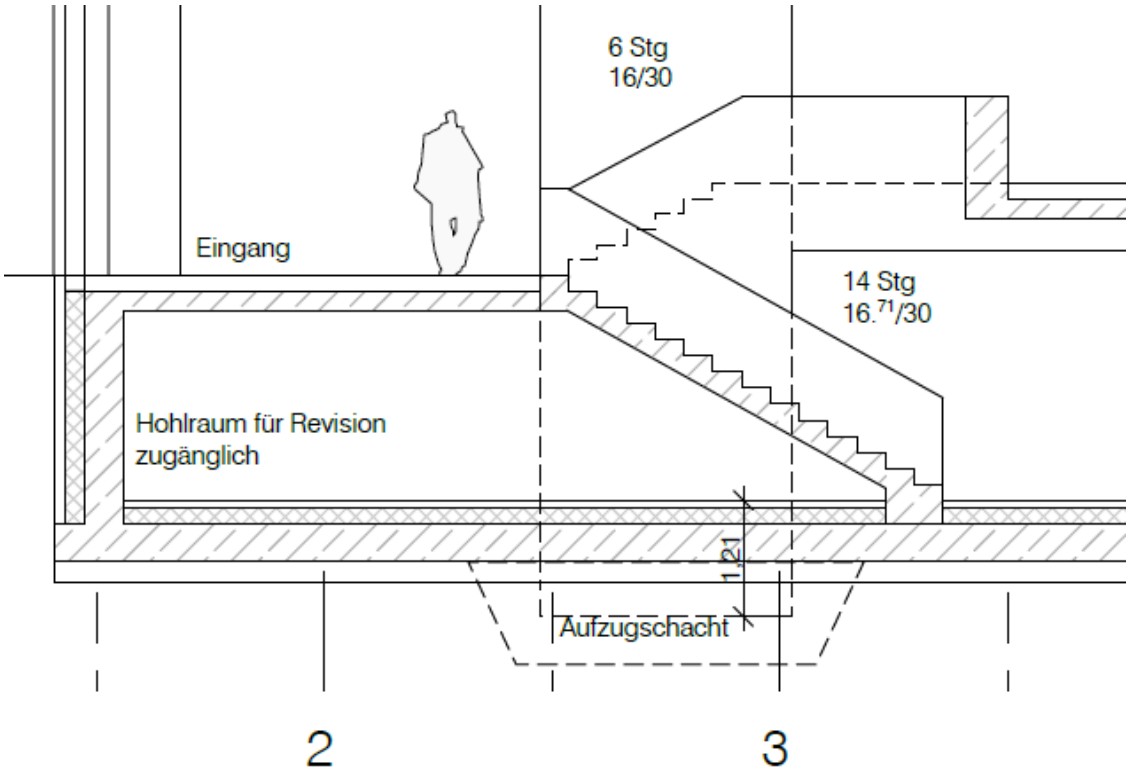
Eine allgemeine Erläuterung zum Tragwerk und weitergehende, hier nicht aufgeführte Angaben, zu z.B. Baustoffeigenschaften, Betonnachbehandlung, Bauablauf und weitere konstruktive Maßnahmen, sind der Pos. 1: Baubeschreibung Tragwerk zu entnehmen.

Allgemeine Angaben zum Brandschutz werden in der Pos. 10 erbracht.

Die Treppenläufe und Podeste werden schlaff bewehrt ausgebildet.

Die Berechnung erfolgt mit dem FL-Programm.

Zur Aufnahme der Zwangsbeanspruchung aus Hydratation und infolge der Behinderung der Verformung aus Kriechen und Schwinden wird als Grundbewehrung eine rissbreitenbeschränkende Bewehrung eingelegt.



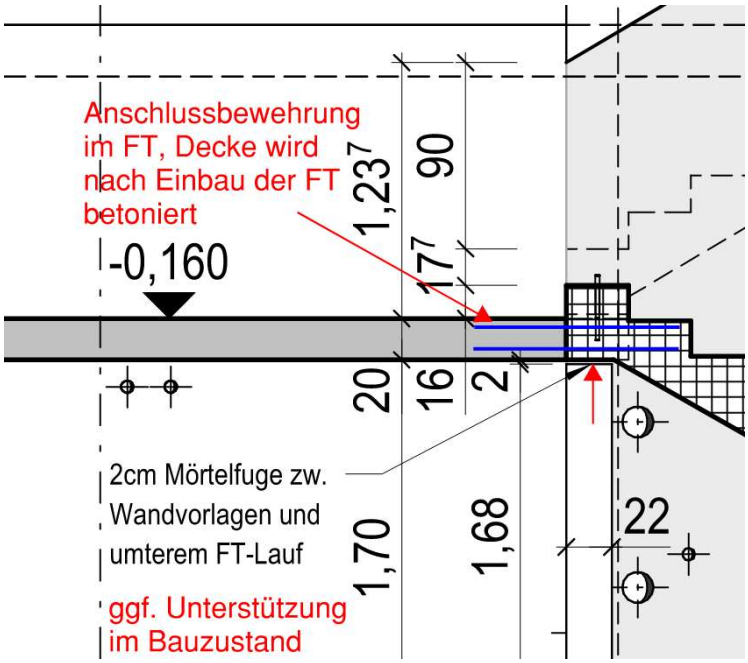
Einwirkungen gemäß Kap. 2.2 Seite 6

Bemessung siehe folgende Seiten:

Die Ausführungsplanung für die Fertigteiltreppen erfolgt durch die ausführende Firma.

Randausbildung der Decke bei Treppenauflager

<u>Beispiel für Schalung und Bewehrung in dem FT- Treppenläufe:</u>



Konstruktiv gewählt:

oben und unten Ø10/10

Unten auf die untere Bewehrung der Ortbetondecke!

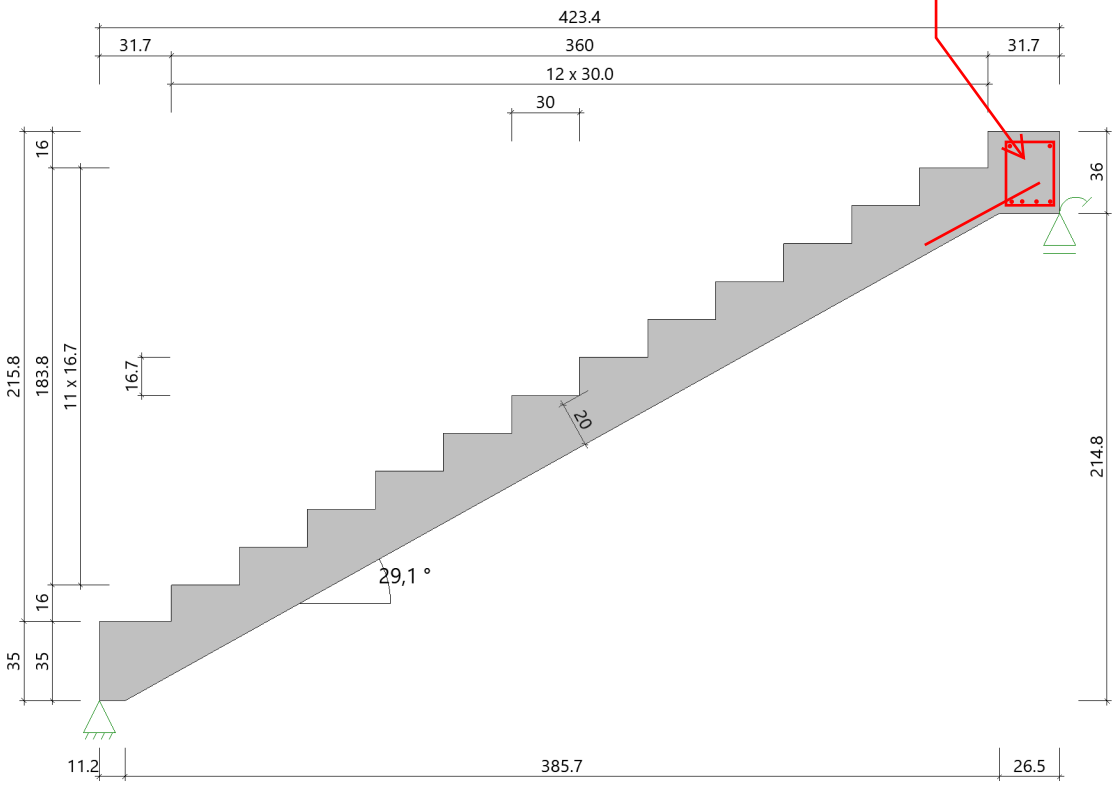
Position: TL-01

Treppenlauf (x64) B7+ 01/23 (FRILO R-2023-1/P04)

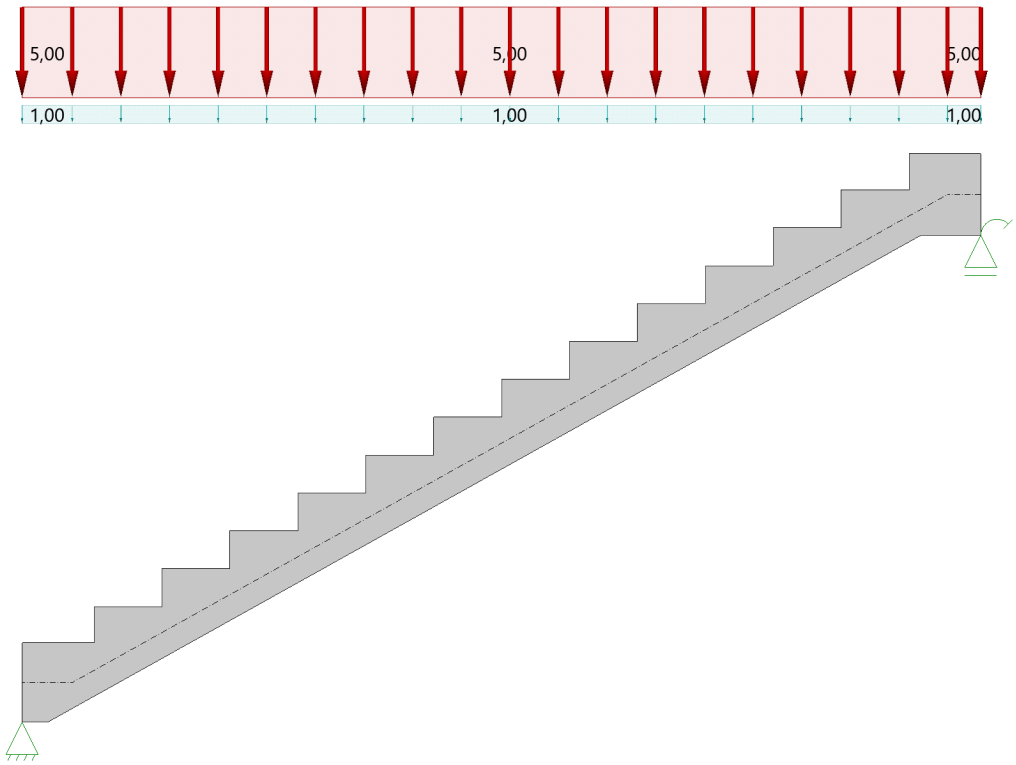
Querbalken ausbilden, damit TL auf WV spannt! Bemessung siehe Seite 13ff.

System

Systemgrafik



Belastungsgrafik



Geometrie

Rfb Podest oben - Rfb Podest unten	H_1 =	215.8	cm
Länge vom 1. bis zum letzten Antritt	L_1 =	360.0	cm
Länge unteres Podest bis VK Auflager	L_2 =	31.7	cm
Länge oberes Podest bis VK Auflager	L_3 =	31.7	cm
Laufbreite	B_1 =	270.0	cm
Belagbreite	B_2 =	270.0	cm
Verkehrslastbreite	B_3 =	270.0	cm
Anzahl der Steigungen	n_s =	13	
Antrittshöhe unten	H_u =	16.0	cm
Antrittshöhe oben	H_o =	16.0	cm
Treppenstufen	H_s / L_s =	16.7 / 30.0	cm
Unterschneidung	u =	0.0	cm
Treppenlaufdicke	D_1 =	20.0	cm
Dicke unteres Podest	D_2 =	35.0	cm
Dicke oberes Podest	D_3 =	36.0	cm
Länge der Laufuntersicht im Grundriß	L_4 =	385.7	cm
Abstand 1. Antritt bis zum Knickpunkt unten	L_5 =	-20.5	cm

Lagerung

unten: gelenkig ohne Konsole
oben: elastisch eingespannt im Podest

Auflager

Ort [-]	horizontal [kN/m]	vertikal [kN/m]	drehend [kNm/rad]
links	starr	starr	frei
rechts	frei	starr	10000.0

Lasten

Sicherheits- und Kombinationsbeiwerte

Einwirkungsgruppe	γ_G	γ_Q	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Kat. C: Versammlungsbereiche	1,35	1,5	0,7	0,7	0,6

Belastung

Ort [-]	Typ [-]	g [kN/m²]	q [kN/m²]
unteres Podest/ Konsole	Belag	1.00	-
	Verkehr	-	5.00
Treppenlauf	Belag	1.00	-
	Verkehr	-	5.00
oberes Podest/ Konsole	Belag	1.00	-
	Verkehr	-	5.00

Resultierende Belastung (bezogen auf die horizontale Fläche)

Ort [-]	Typ [-]	g [kN/m²]	q [kN/m²]
unteres Podest/ Konsole	Eigengewicht	8.75	-
	Belag	1.00	-
	Verkehr	-	5.00
	Summe	9.75	5.00
Treppenlauf	Eigengewicht	7.81	-
	Belag	1.00	-
	Verkehr	-	5.00
	Summe	8.81	5.00
oberes Podest/ Konsole	Eigengewicht	9.00	-
	Belag	1.00	-
	Verkehr	-	5.00
	Summe	10.00	5.00

Das Eigengewicht ist mit Gamma = 25.00 kN/m³ berücksichtigt.

Norm, Materialien und Bewehrungslage

Bemessung nach DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12

Baustoffe:	Beton	C30/37		Stahl	B500B	
	γ_c =	1.50		γ_s =	1.15	
	f_{ck} =	30.0	N/mm²	f_{yk} =	500.0	N/mm²
	f_{cd} =	17.0	N/mm²	f_{yd} =	434.8	N/mm²

Einzellängen (bezogen auf die Stabachsen)

	unteres Podest	Treppenlauf	oberes Podest
Abmessung	0.22 m	3.87 m (L_{hor}) 2.15 m (L_{vert}) 4.42 m (L_{ges})	0.15 m

Bewehrungslage unten d_1 = 3.0 cm
Bewehrungslage oben d_2 = 3.0 cm

Ergebnisse Treppe

Biegebemessung

Alle Bemessungsergebnisse je m Treppenbreite!

Biegebewehrung

Ort [-]	h [cm]	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]	erf. a_{su} [cm²/m]	erf. a_{so} [cm²/m]	Info [-]
unteres Podest, untere Bewehrung	35.0	7.50	0.0	4.1	0.0	*)
Treppenlauf, untere Bewehrung	20.0	33.29	0.4	4.5	0.0	
Treppenlauf, obere Bewehrung	20.0	-15.11	21.1	0.0	2.7	*)
oberes Podest, obere Bewehrung	36.0	-21.72	0.0	0.0	4.2	*)
*) Mindestlängsbewehrung nach DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 9.2.1.1 (1) ist maßgebend.						

vorh. Bewehrung

untere Bewehrung 27 Ø 10 / 10.0 cm (Anzahl Ø vom Anwender gewählt)
vorh. a_{su} = 7.85 cm²/m

obere Bewehrung 27 Ø 10 / 10.0 cm (Anzahl Ø vom Anwender gewählt)
vorh. a_{so} = 7.85 cm²/m

Hinweis: vorh. a_s (bezogene Bewehrung) = vorh. A_s (absolute Bewehrung) / B_1 (Lauf breite).

Schubbemessung

Keine Schubbewehrung erforderlich.

Rissbreitennachweis

Der Nachweis erfolgt mit der quasiständigen Einwirkungskombination bei Berücksichtigung des Kriechens (ϕ = 2,42).

Rissbreitenbegrenzung Treppe:

Ort [-]	h [cm]	M_{Ed} [kNm]	N_{Ed} [kN]	vorh. A_{su} [cm²]	vorh. A_{so} [cm²]	UWK [-]	$d_{s,vorh}$ [mm]	$d_{s,Grenz}$ [mm]	vorh. w [mm]	zul. w [mm]
Treppenlauf, untere Seite	20.0	54.74	0.7	21.2	0.0	XC1	10	47	0.09	0.40
oberes Podest, obere Seite	36.0	-35.72	0.0	0.0	21.2	XC1	10	100	0.01	0.40

Verformung

Die Berechnung erfolgt mit der quasiständigen Einwirkungskombination für den Zustand I bei Berücksichtigung des Kriechens ($E_{c,eff}$ = 9652 N/mm²).

max. f = 0.7 cm (im Treppenlauf bei x = 2.06 m)

Hinweis: Der Durchbiegungswert ist senkrecht zur entsprechenden Bauteilachse zu verstehen. Der x-Wert bezieht sich auf den Bauteilanfang (Anfang unteres Podest, Treppenlauf, oberes Podest usw.) und verläuft in Richtung der Bauteilachse.

Auflagerkräfte

Definition Auflagerkräfte

(A) linkes Auflager
(B) rechtes Auflager

(v) vertikale Auflagerkraft
(h) horizontale Auflagerkraft
(m) Einspannmoment

Auflagerkräfte je m Treppenbreite

	A_v [kN/m]	A_h [kN/m]	B_v [kN/m]	B_h [kN/m]	B_m [kNm/m]
γ = 1.0					
gesamt	25.8	0.0	33.1	0.0	-15.47
aus g	16.5	0.0	21.2	0.0	-9.87
aus q	9.3	0.0	11.9	0.0	-5.60
γ-fach					
gesamt	36.2	0.0	46.4	0.0	-21.72
aus g	22.3	0.0	28.6	0.0	-13.33
aus q	13.9	0.0	17.9	0.0	-8.39

Treppeneigengewicht

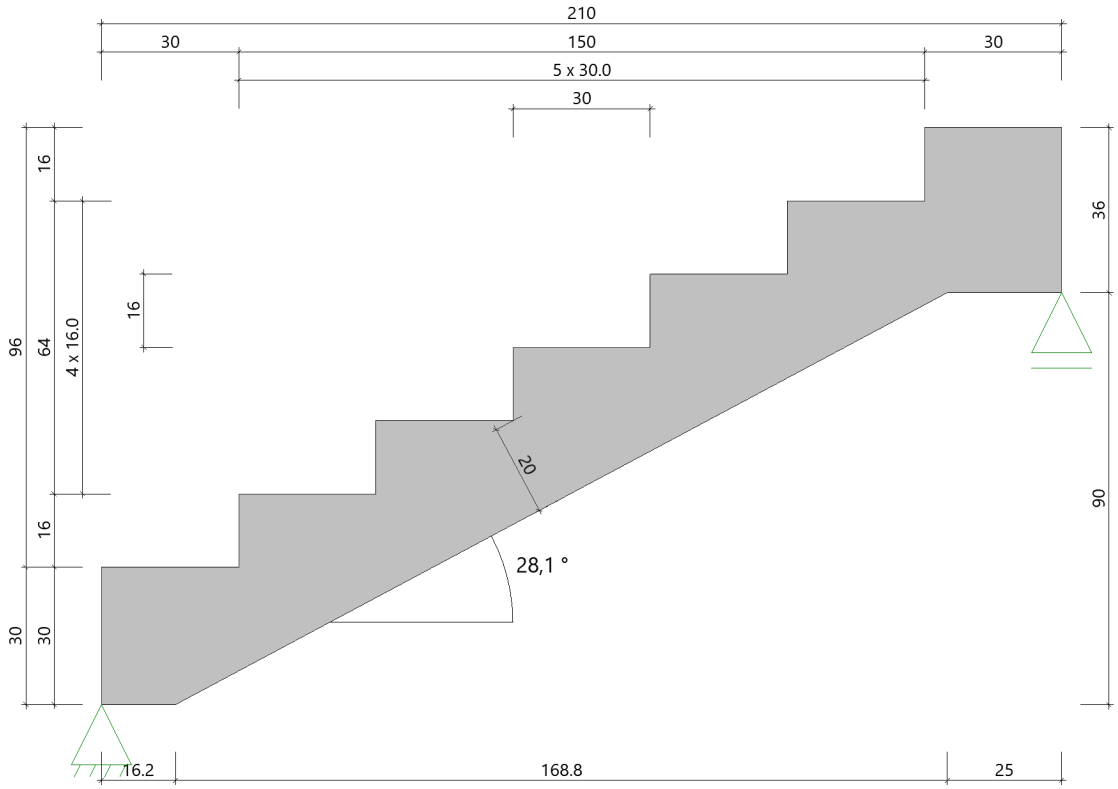
Das Treppeneigengewicht (ohne Belag) G_k beträgt 90.3 kN

Position: TL-02

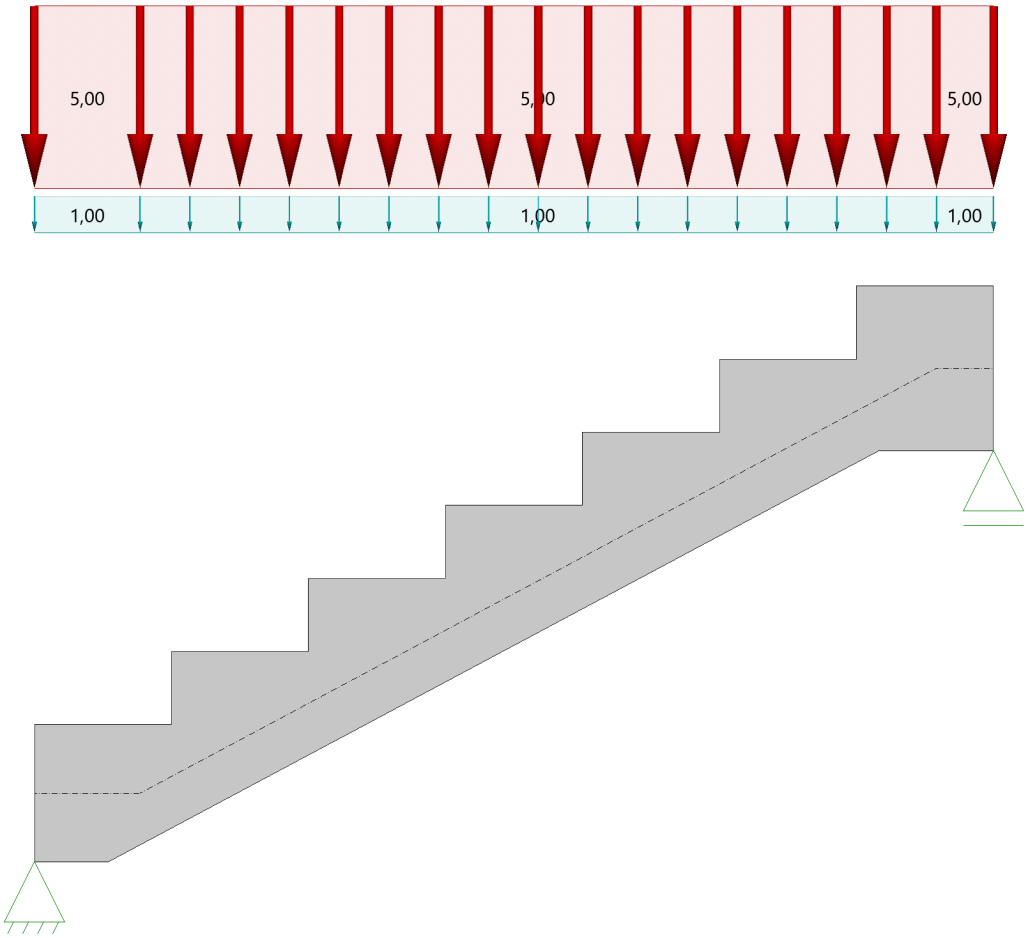
Treppenlauf (x64) B7+ 01/23 (FRILO R-2023-1/P04)

System

Systemgrafik



Belastungsgrafik



Geometrie

Rfb Podest oben - Rfb Podest unten	H_1 =	96.0	cm
Länge vom 1. bis zum letzten Antritt	L_1 =	150.0	cm
Länge unteres Podest bis VK Auflager	L_2 =	30.0	cm
Länge oberes Podest bis VK Auflager	L_3 =	30.0	cm
Laufbreite	B_1 =	145.0	cm
Belagbreite	B_2 =	145.0	cm
Verkehrslastbreite	B_3 =	145.0	cm
Anzahl der Steigungen	n_s =	6	
Antrittshöhe unten	H_u =	16.0	cm
Antrittshöhe oben	H_o =	16.0	cm
Treppenstufen	H_s / L_s =	16.0 / 30.0	cm
Unterschneidung	u =	0.0	cm
Treppenlaufdicke	D_1 =	20.0	cm
Dicke unteres Podest	D_2 =	30.0	cm
Dicke oberes Podest	D_3 =	36.0	cm
Länge der Laufuntersicht im Grundriß	L_4 =	168.8	cm
Abstand 1. Antritt bis zum Knickpunkt unten	L_5 =	-13.8	cm

Lagerung

unten: gelenkig ohne Konsole
oben: gelenkig ohne Konsole

Auflager

Ort [-]	horizontal [kN/m]	vertikal [kN/m]	drehend [kNm/rad]
links	starr	starr	frei
rechts	frei	starr	frei

Lasten

Sicherheits- und Kombinationsbeiwerte

Einwirkungsgruppe	γ_G	γ_Q	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Kat. C: Versammlungsbereiche	1,35	1,5	0,7	0,7	0,6

Belastung

Ort [-]	Typ [-]	g [kN/m²]	q [kN/m²]
unteres Podest/ Konsole	Belag	1.00	-
	Verkehr	-	5.00
Treppenlauf	Belag	1.00	-
	Verkehr	-	5.00
oberes Podest/ Konsole	Belag	1.00	-
	Verkehr	-	5.00

Resultierende Belastung (bezogen auf die horizontale Fläche)

Ort [-]	Typ [-]	g [kN/m²]	q [kN/m²]
unteres Podest/ Konsole	Eigengewicht	7.50	-
	Belag	1.00	-
	Verkehr	-	5.00
	Summe	8.50	5.00
Treppenlauf	Eigengewicht	7.67	-
	Belag	1.00	-
	Verkehr	-	5.00
	Summe	8.67	5.00
oberes Podest/ Konsole	Eigengewicht	9.00	-
	Belag	1.00	-
	Verkehr	-	5.00
	Summe	10.00	5.00

Das Eigengewicht ist mit Gamma = 25.00 kN/m³ berücksichtigt.

Norm, Materialien und Bewehrungslage

Bemessung nach DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12

Baustoffe: Beton C30/37 Stahl B500B

γ_c = 1.50 γ_s = 1.15

f_{ck} = 30.0 N/mm² f_{yk} = 500.0 N/mm²

f_{cd} = 17.0 N/mm² f_{yd} = 434.8 N/mm²

Einzellängen (bezogen auf die Stabachsen)

	unteres Podest	Treppenlauf	oberes Podest
Abmessung	0.23 m	1.74 m (L_{hor}) 0.93 m (L_{vert}) 1.98 m (L_{ges})	0.13 m

Bewehrungslage unten d_1 = 3.0 cm

Bewehrungslage oben d_2 = 3.0 cm

Ergebnisse Treppe

Biegebemessung

Alle Bemessungsergebnisse je m Treppenbreite!

Biegebewehrung

Ort [-]	h [cm]	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]	erf. a_{su} [cm²/m]	erf. a_{so} [cm²/m]	Info [-]
unteres Podest, untere Bewehrung	30.0	4.14	0.0	3.6	0.0	*)
Treppenlauf, untere Bewehrung	20.0	2.38	8.4	2.6	0.0	*)
oberes Podest, untere Bewehrung	36.0	2.38	0.0	4.2	0.0	*)
*) Mindestlängsbewehrung nach DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 9.2.1.1 (1) ist maßgebend.						

vorh. Bewehrung

untere Bewehrung 14 Ø 10 / 10.4 cm (Anzahl Ø vom Anwender gewählt)
vorh. a_{su} = 7.58 cm²/m

Hinweis: vorh. a_s (bezogene Bewehrung) = vorh. A_s (absolute Bewehrung) / B_1 (Laufbreite).

Schubbemessung

Schubbewehrung B500B

Ort [-]	V_{Ed} [kN/m]	N_{Ed} [kN/m]	k_z [-]	θ [Grad]	a_{sL} [cm²/m]	$V_{Rd,c}$ [kN/m]	$V_{Rd,max}$ [kN/m]	erf. $a_{sBü}$ [cm²/m²]	Info [-]
unteres Podest links	20.1	0.0	0.85	18.4	0.0	131.4	879.8	1.5	*)
unteres Podest rechts	15.7	0.0	0.85	18.4	3.6	131.4	879.8	1.5	*)
Treppenlauf links	13.9	-7.4	0.76	18.4	2.5	92.9	497.3	0.0	
Treppenlauf rechts	-15.7	8.4	0.76	18.4	2.6	91.3	497.3	0.0	
oberes Podest links	-17.8	0.0	0.88	18.4	4.2	150.0	1109.3	9.0	*)
oberes Podest rechts	-20.4	0.0	0.88	18.4	0.0	150.0	1109.3	9.0	*)
*) Mindestschubbewehrung nach DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 9.2.2 (5) ist maßgebend.									

Rissbreitennachweis

Der Nachweis erfolgt mit der quasiständigen Einwirkungskombination bei Berücksichtigung des Kriechens (ϕ = 2,42).

Rissbreitenbegrenzung Treppe:

Ort [-]	h [cm]	M_{Ed} [kNm]	N_{Ed} [kN]	vorh. A_{su} [cm²]	vorh. A_{so} [cm²]	UWK [-]	$d_{s,vorh}$ [mm]	$d_{s,Grenz}$ [mm]	vorh. w [mm]	zul. w [mm]
Treppenlauf, untere Seite	20.0	9.31	0.4	11.0	0.0	XC1	10	100	0.01	0.40

Verformung

Die Berechnung erfolgt mit der quasiständigen Einwirkungskombination für den Zustand I bei Berücksichtigung des Kriechens ($E_{c,eff}$ = 9652 N/mm²).

max. f = 0.1 cm (im Treppenlauf bei x = 0.99 m)

Hinweis: Der Durchbiegungswert ist senkrecht zur entsprechenden Bauteilachse zu verstehen. Der x-Wert bezieht sich auf den Bauteilanfang (Anfang unteres Podest, Treppenlauf, oberes Podest usw.) und verläuft in Richtung der Bauteilachse.

Auflagerkräfte

Definition Auflagerkräfte

(A) linkes Auflager (v) vertikale Auflagerkraft
(B) rechtes Auflager (h) horizontale Auflagerkraft

Auflagerkräfte je m Treppenbreite

	A_v [kN/m]	A_h [kN/m]	B_v [kN/m]	B_h [kN/m]
γ = 1.0				
gesamt	14.3	0.0	14.5	0.0
aus g	9.1	0.0	9.3	0.0
aus q	5.2	0.0	5.3	0.0
γ-fach				
gesamt	20.1	0.0	20.4	0.0

	A_v [kN/m]	A_h [kN/m]	B_v [kN/m]	B_h [kN/m]
aus g	12.2	0.0	12.5	0.0
aus q	7.9	0.0	7.9	0.0

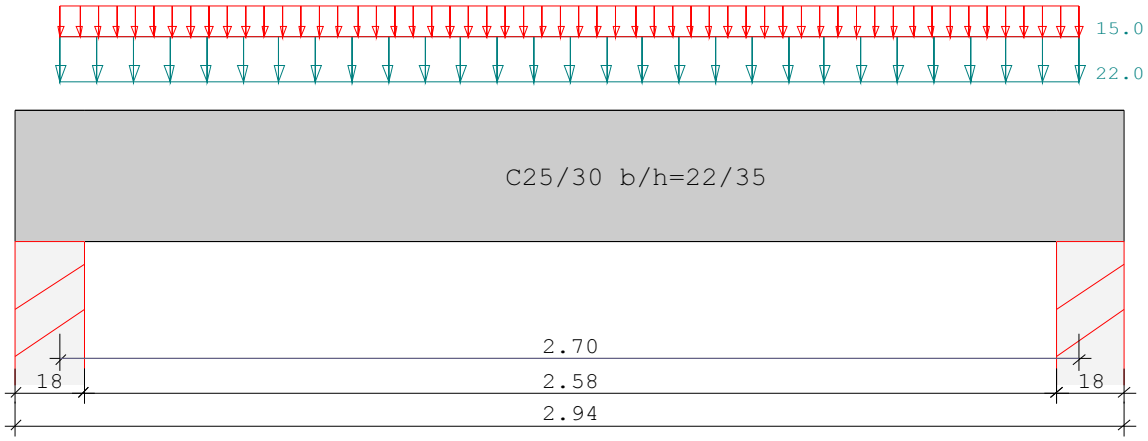
Treppeneigengewicht

Das Treppeneigengewicht (ohne Belag) G_k beträgt 23.5 kN

Position: TLB_01 (Treppenbalken oben quer)

Durchlaufträger DLT10 02/2022/D (FRILO R-2024-1-x86)

Maßstab 1 : 20



Stahlbetonträger C25/30 E = 31000 N/mm2 DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12

System	Länge		Querschnittswerte					
Feld	L (m)		bo	ho	b0	h0	bu	hu
1	2.70	konstant			22.0	35.0		

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L, 2=Einzellast bei a, 3=Einzelmoment bei a, 4=Trapezlast von a - a+b, 5=Dreieckslast über L, 6=Trapezlast über L

Feld	Typ	EG	Gr	g_l/r	q_l/r	Faktor	Abstand	Länge	ausPOS	Phi
1	1	C		22.00	15.00	1.00				

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
C	1	Versammlungsräume	0.70	0.70	0.60	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{Fi} = 1.0 Tab. B3

Ergebnisse für 1-fache Lasten

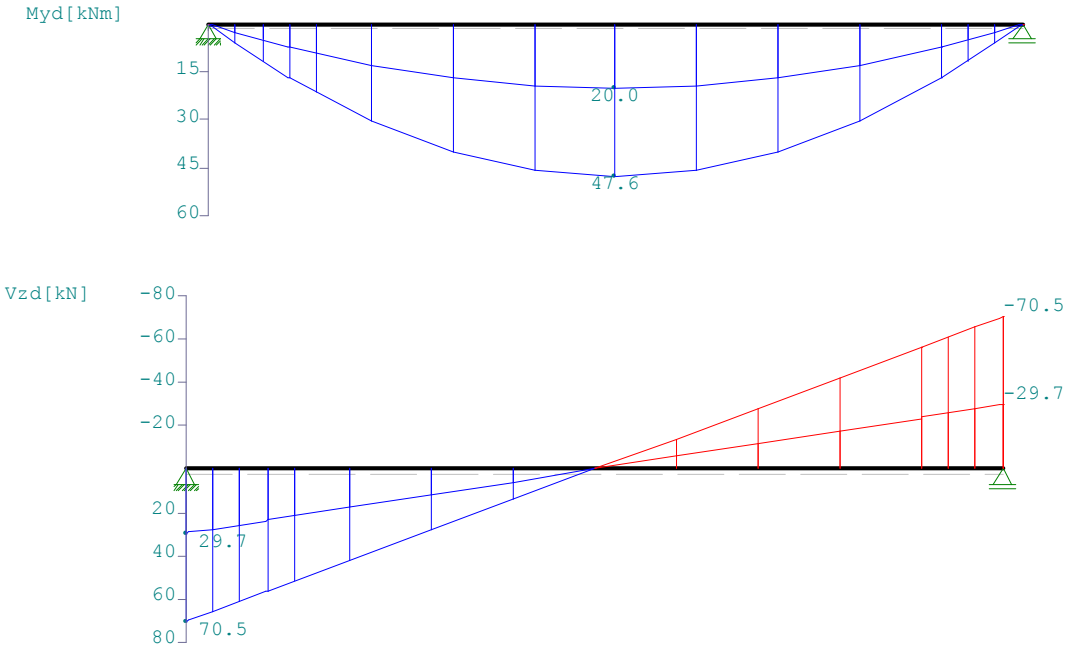
Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0	= 1.35	33.72	0.00	0.00	49.95	-49.95

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	49.95	49.95	29.70
2	0.00	0.00	-49.95	0.00	49.95	29.70

Maßstab 1 : 25



Bemessung DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.154
C25/30 B500B hochduktil

Betondeckung: cv = 3.0 cm >= erf cv
Bewehrungslage: do = 4.5 cm dB = 8 dS = 14
du = 4.4 cm dB = 8 dS = 12
Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.
Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.

Kriechbeiwert: ϕ = 2.90 εcs = 0.40 %o h0 = 22.50 cm

Alle Auflager gleich : Beton b = 18.0 cm

Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) fctm = 2.56 N/mm2

Q.Nr.	min Mu (kNm)	erf As (cm2)	min Mo (kNm)	erf As (cm2)	
1	11.52	0.84	-11.52	0.84	22.0/35.0

Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	Myd (kNm)	min Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm2)	Aso (cm2)
1	1.35	47.6		30.6	0.22	3.9	0.0

Am ersten Auflager sind mindestens 2.3 cm2 zu verankern.
Am letzten Auflager sind mindestens 2.3 cm2 zu verankern.
Querkraft VK-Lager ist mit F = V,Ed * Cot(Theta) / 2 berücksichtigt.

Querkraftbewehrung B500B DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 6.2

Stütze Nr.	Abst (m)	kz	VEd (kN)	Θ (°)	VRd,c (kN)	VRd,max (kN)	a_max (cm)	asw (cm2/m)
1 re	0.37	0.78	51.4	18.4	31.2	166.9	24.5	1.8~
1 *	0.67	0.78	35.4	18.4	31.2	166.9	24.5	1.8~
2 li	0.37	0.78	-51.4	18.4	31.2	166.9	24.5	1.8~
2 *	0.67	0.78	-35.4	18.4	31.2	166.9	24.5	1.8~

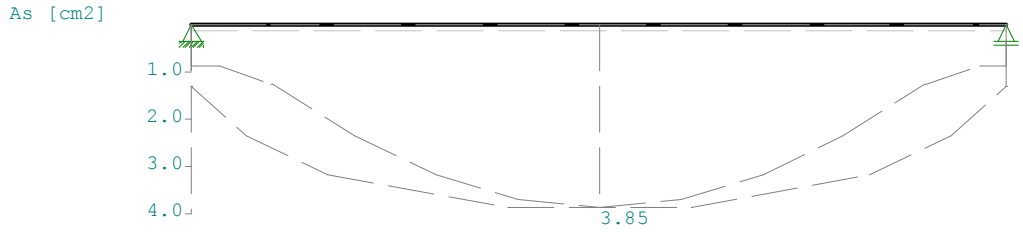
~ am Zeilenende: Mindestbügelbewehrung

Querkraftbewehrung B500B DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 6.2								
Stütze Nr.	Abst (m)	kz	VEd (kN)	Θ (°)	VRd,c (kN)	VRd,max (kN)	a_max (cm)	asw (cm2/m)
Der max. Bügelabstand wird mit Θ >= 40° ermittelt (Heft 525 DAfStb).								

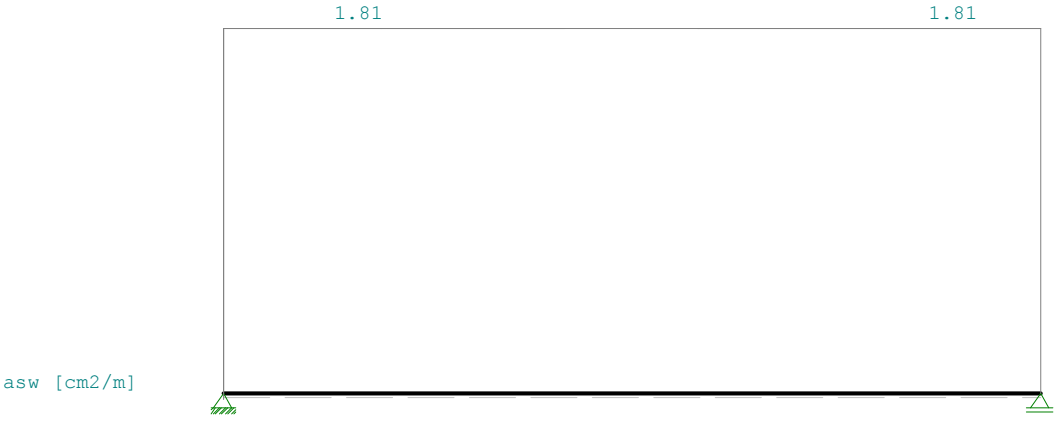
Vorhandene Längsbewehrung			
Feld	erf_As,el	As,pl	vorh_As
1	3.85		4.52 4Φ12
Stütze			
1	0.00		3.08 2Φ14
2	0.00		2.26 2Φ12

Vorhandene Schubbewehrung						
Feld		erf_asw	vorh_asw	d	e	s
1	links	1.8	6.7	8	15.0	2
	mitte		6.7	8	15.0	2
	rechts	1.8	6.7	8	15.0	2

Maßstab 1 : 25



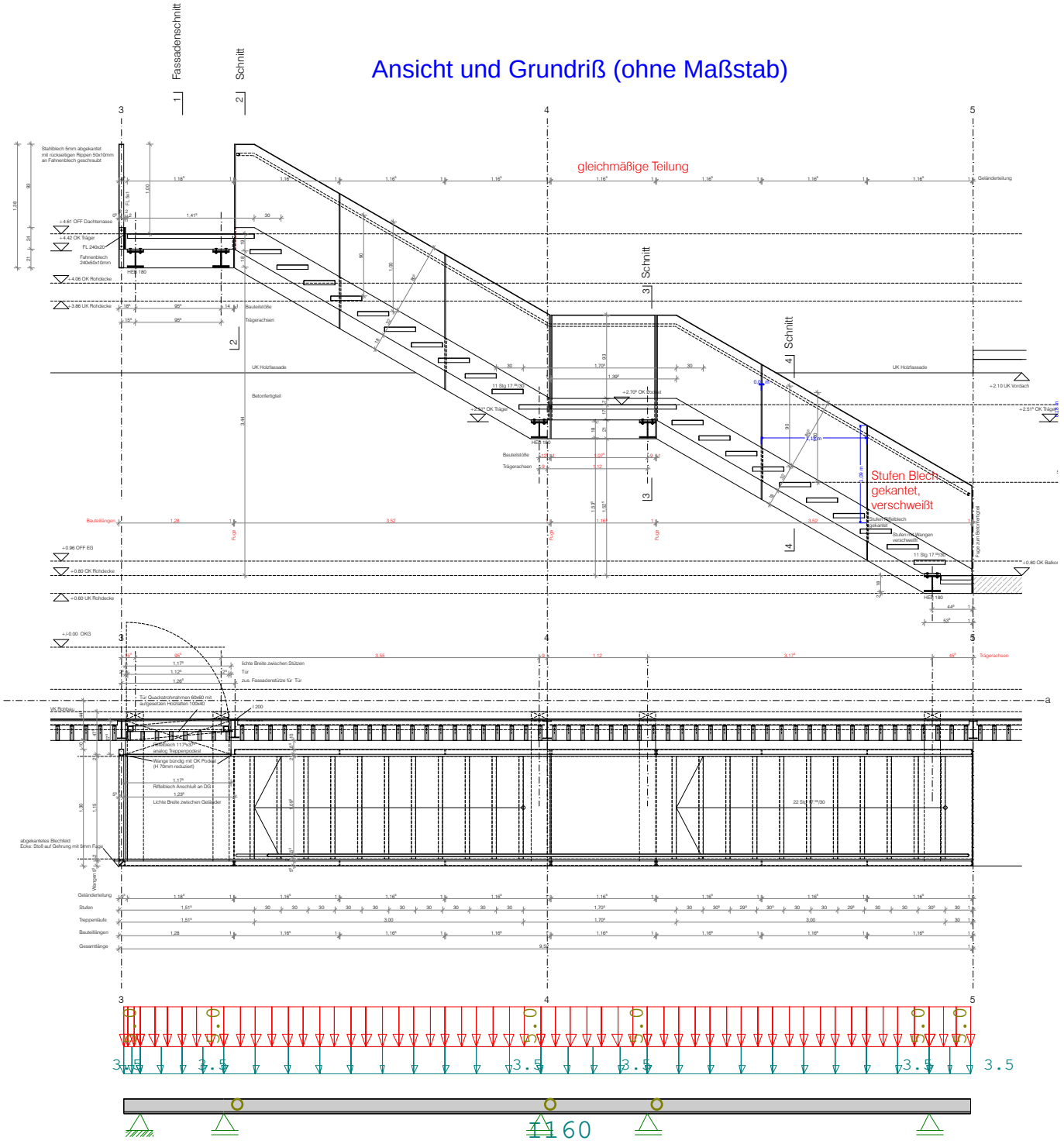
Maßstab 1 : 25



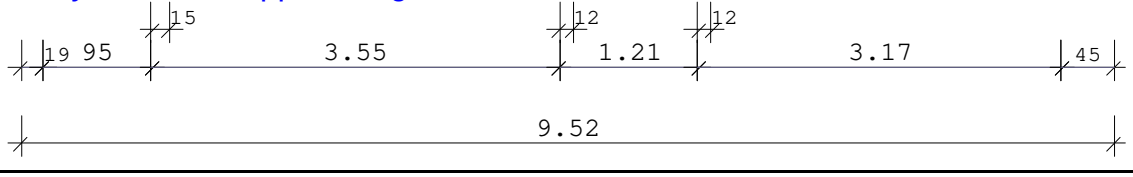
9.2 Treppen außen am Gebäude

Eine allgemeine Erläuterung zum Tragwerk und weitergehende, hier nicht aufgeführte Angaben, zu z.B. Baustoffeigenschaften, Betonnachbehandlung, Bauablauf und weitere konstruktive Maßnahmen, sind der Pos. 1: Baubeschreibung Tragwerk zu entnehmen.

Ansicht und Grundriß (ohne Maßstab)



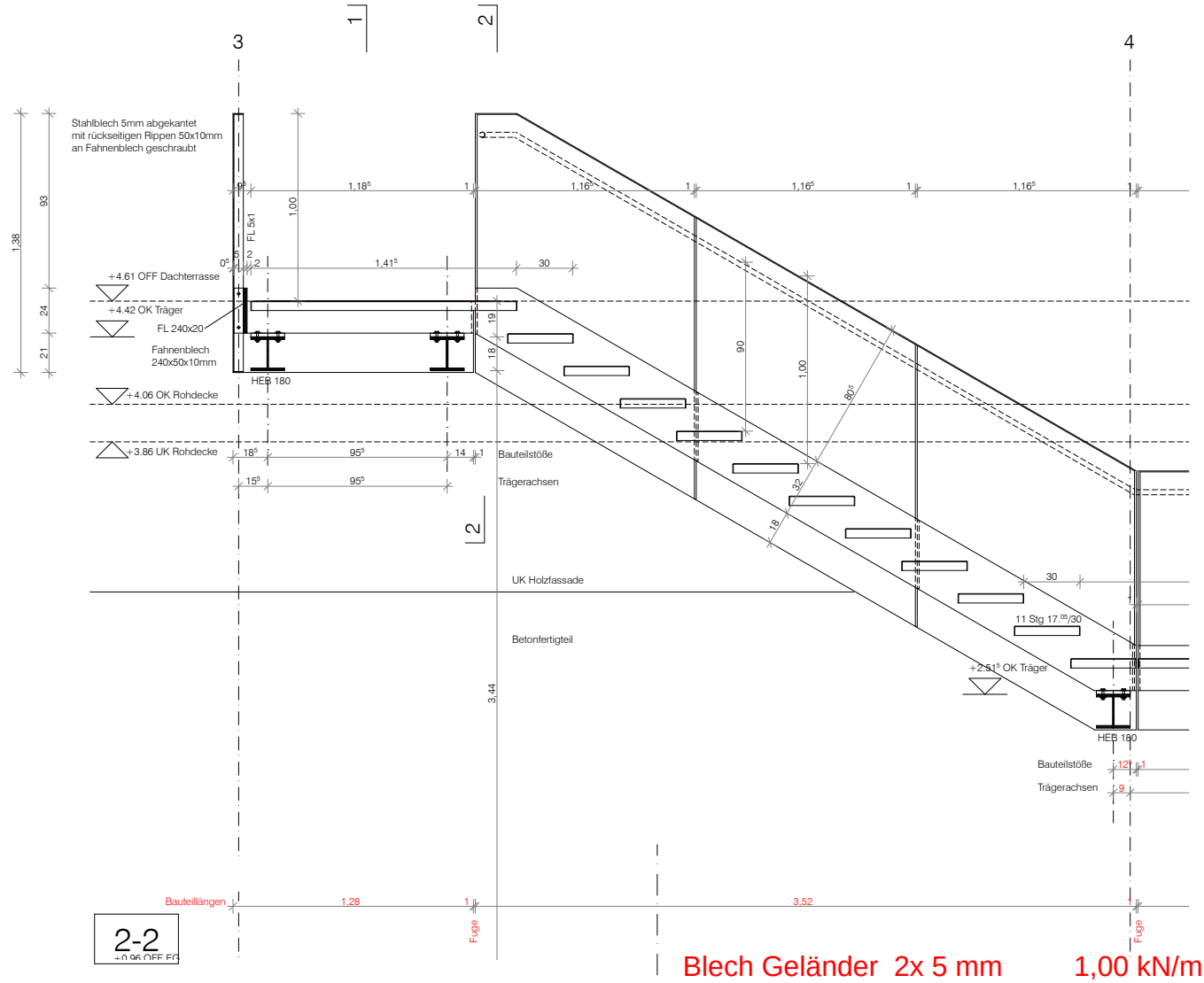
Statisches System für Treppenwange

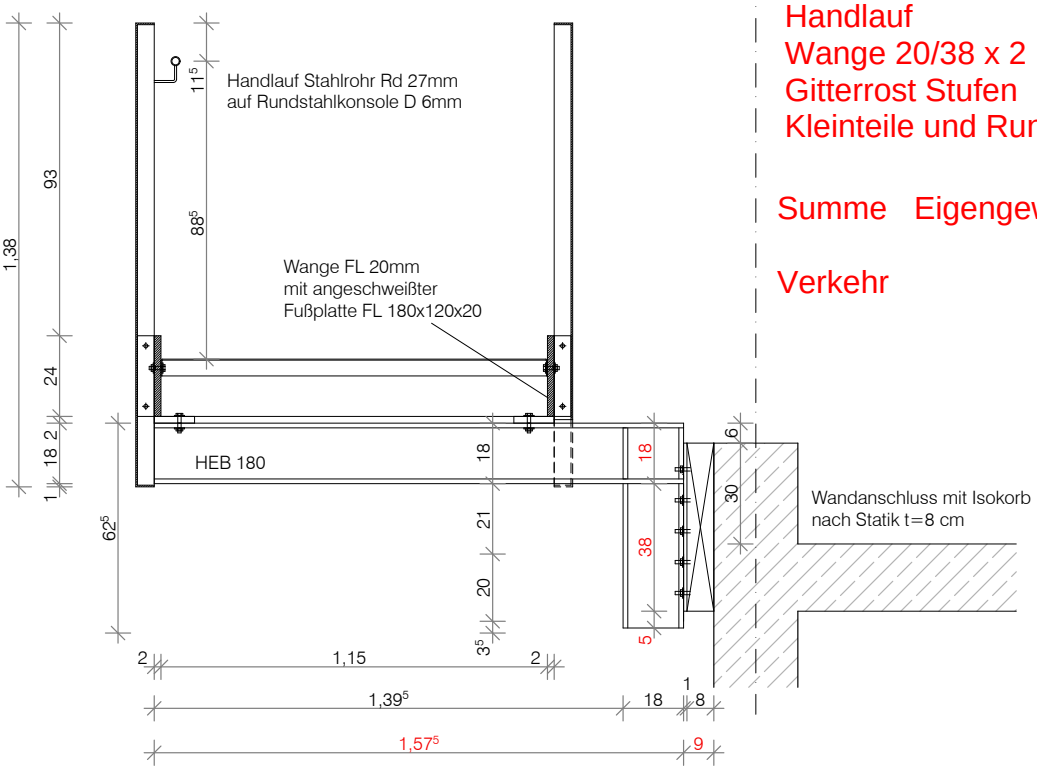


Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG
www.lap-consult.com

Leonhardt, Andrä und Partner

Auftrag Nr.	Seite
H23 11481	2 a
Datum	Pos
06.10.2023	9.2



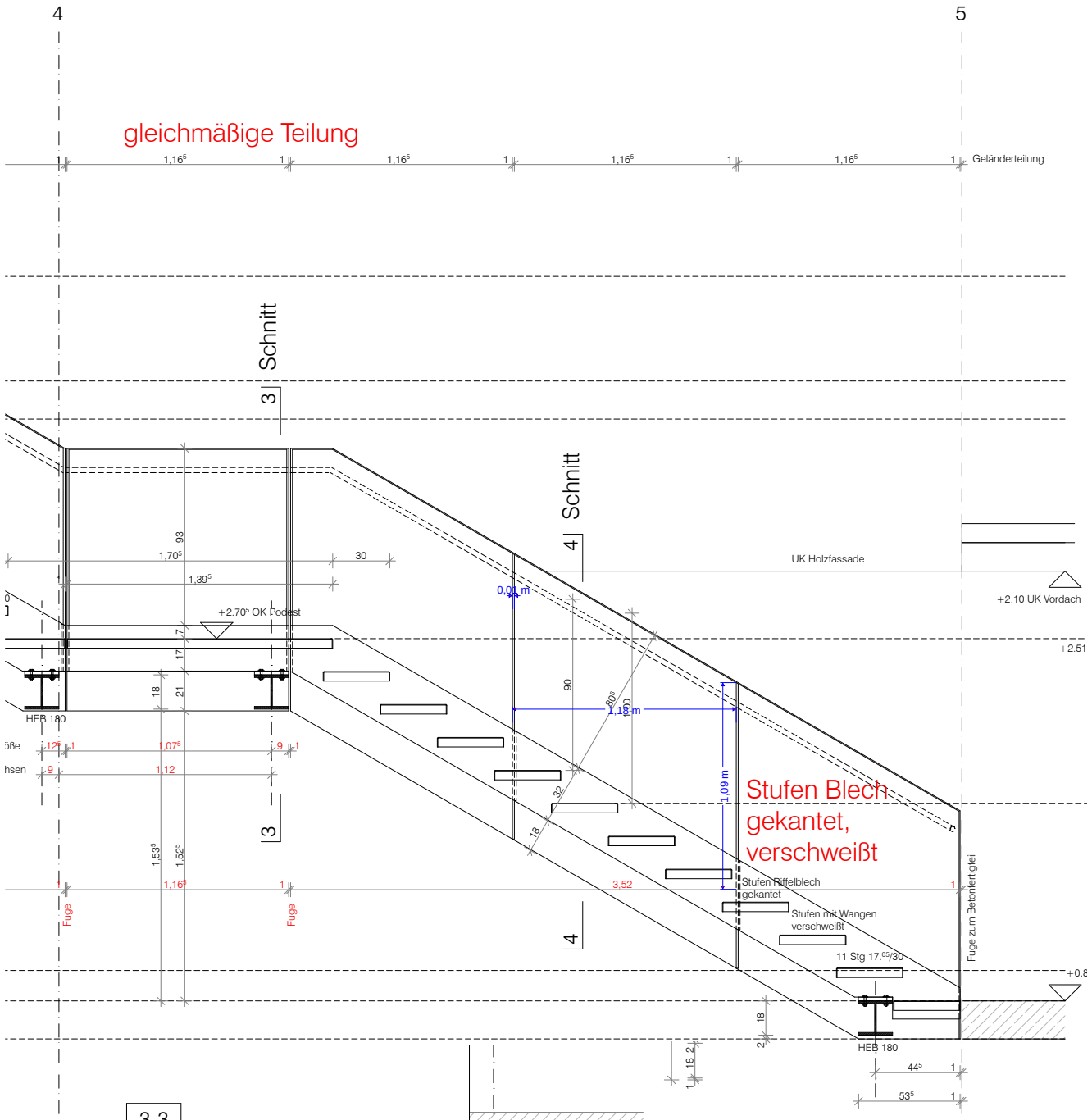


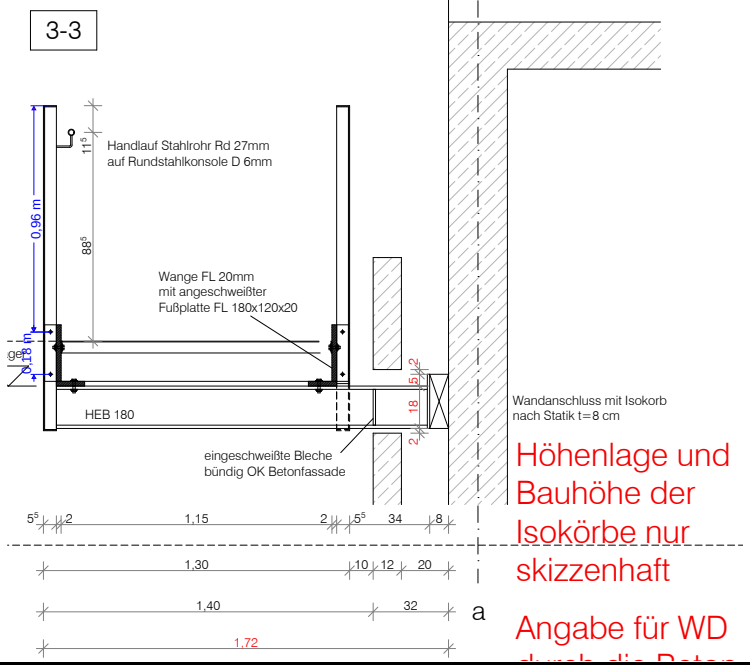
Blech Geländer 2x 5 mm		1,00 kN/m
Pfosten Pfofil a=1,00 m < T80		0,25
Handlauf		0,10
Wange 20/38 x 2		1,00
Gitterrost Stufen		0,50
Kleinteile und Rundung		0,65
Summe Eigengewicht	g =	3,50 kN/m
Verkehr	q =	5,00 kN/m

Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG
www.lap-consult.com

Leonhardt, Andrä und Partner

Auftrag Nr.	Seite
H23 11481	3
Datum	Pos
	9.2

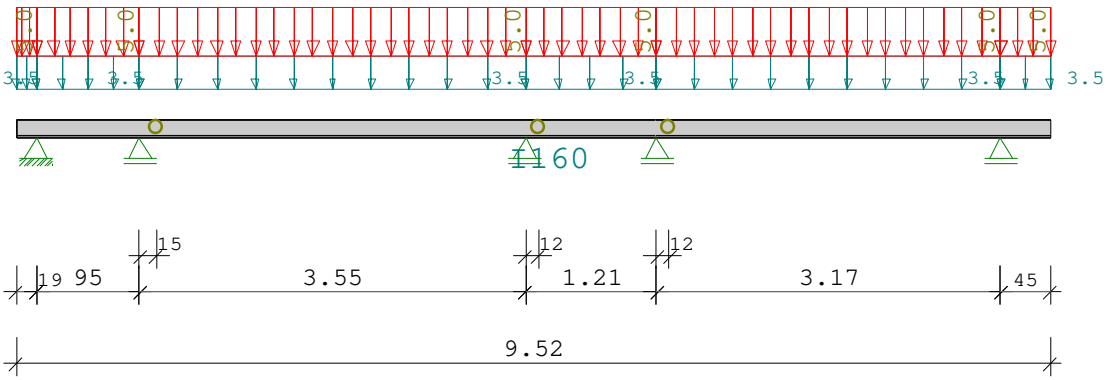




Position: Außentreppe-Wange_proM

Durchlaufträger DLT10 02/2022/D (FRILO R-2024-2/P07)

Maßstab 1 : 75



Stahlträger über 4 Felder S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
E-Modul E =210000 N/mm2

System	Länge		Querschnittswerte				
Feld	L (m)		QNr.	I (cm4)	Wo (cm3)	Wu (cm3)	
1	0.950	konstant	1	934.0	117.0	117.0	I160
2	3.550	konstant	1	934.0	117.0	117.0	I160
3	1.210	konstant	1	934.0	117.0	117.0	I160
4	3.170	konstant	1	934.0	117.0	117.0	I160
Kragarm							
links	0.190	konstant	1	934.0	117.0	117.0	I160
rechts	0.450	konstant	1	934.0	117.0	117.0	I160

Gelenke : in Feld 2 bei x =0.150 m
in Feld 3 bei x =0.120 m
in Feld 4 bei x =0.120 m

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L 2=Einzellast bei a 3=Einzelmoment bei a 4=Trapezlast von a - a+b 5=Dreieckslast über L 6=Trapezlast über L

Feld	Typ	EG	Gr	g_l/r	q_l/r	Faktor	Abstand	Länge	ausPOS	Phi
1	1	A		3.500	5.000	1.000				
2	1	A		3.500	5.000	1.000				
3	1	A		3.500	5.000	1.000				
4	1	A		3.500	5.000	1.000				
Kragarm										
Krli	1	A		3.500	5.000	1.000				
Krre	1	A		3.500	5.000	1.000				

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
A	1	Wohnräume	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{Fi} = 1.0 Tab. B3
In den folgenden Tabellen steht am Ende der Zeilen ein Verweis auf die Nummer der zug. Überlagerung (siehe unten).
In Tabellen mit Gammafachen Schnittgrößen steht zusätzlich ein Verweis auf die Leiteinwirkung.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1	x0 =	0.370	0.52	-0.06	-0.91	3.15	-4.93	5
2	x0 =	1.845	12.24	-2.26	-0.08	15.70	-14.47	4
	x =	0.149	0.00		zug V =	5.79	5.79	10
	x =	0.151	0.01		zug V =	14.42	14.42	4
3	x0 =	0.595	0.97	-0.55	-0.63	5.07	-5.21	10
	x =	0.119	0.00		zug V =	0.44	0.44	11
	x =	0.121	0.00		zug V =	4.05	4.05	10
4	x0 =	1.635	9.71	-1.60	-0.35	13.87	-13.08	11
	x =	0.119	0.00		zug V =	5.06	5.06	13
	x =	0.121	0.01		zug V =	12.84	12.84	11

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F	komb
1	-0.15	-0.15	-1.62	3.24	4.86	0.02	6
2	-2.26	-2.26	-6.35	15.70	22.05	8.77	4
3	-0.55	-0.55	-14.61	5.07	19.68	6.83	10
4	-1.60	-1.60	-6.10	13.87	19.97	7.96	11
5	-0.86	-0.86	-13.24	3.83	17.07	7.03	13

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	1.42	3.44	-1.41	3.45	4.86	0.02
2	8.99	13.06	-0.22	21.83	22.05	8.77
3	7.73	11.95	-0.90	18.78	19.68	6.83
4	8.15	11.82	-0.18	19.78	19.97	7.96
5	7.03	10.04	0.00	17.07	17.07	7.03
Summe:	33.32	50.31	-2.71	80.92	83.63	30.61

Auflagerkräfte (kN)

	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3		Stütze 4	
EG	max	min	max	min	max	min	max	min
g	1.4	1.4	9.0	9.0	7.7	7.7	8.1	8.1
A	3.4	-1.4	13.1	-0.2	12.0	-0.9	11.8	-0.2
Sum	4.9	0.0	22.1	8.8	19.7	6.8	20.0	8.0

Auflagerkräfte (kN)

	Stütze 5	
EG	max	min
g	7.0	7.0
A	10.0	0.0
Sum	17.1	7.0

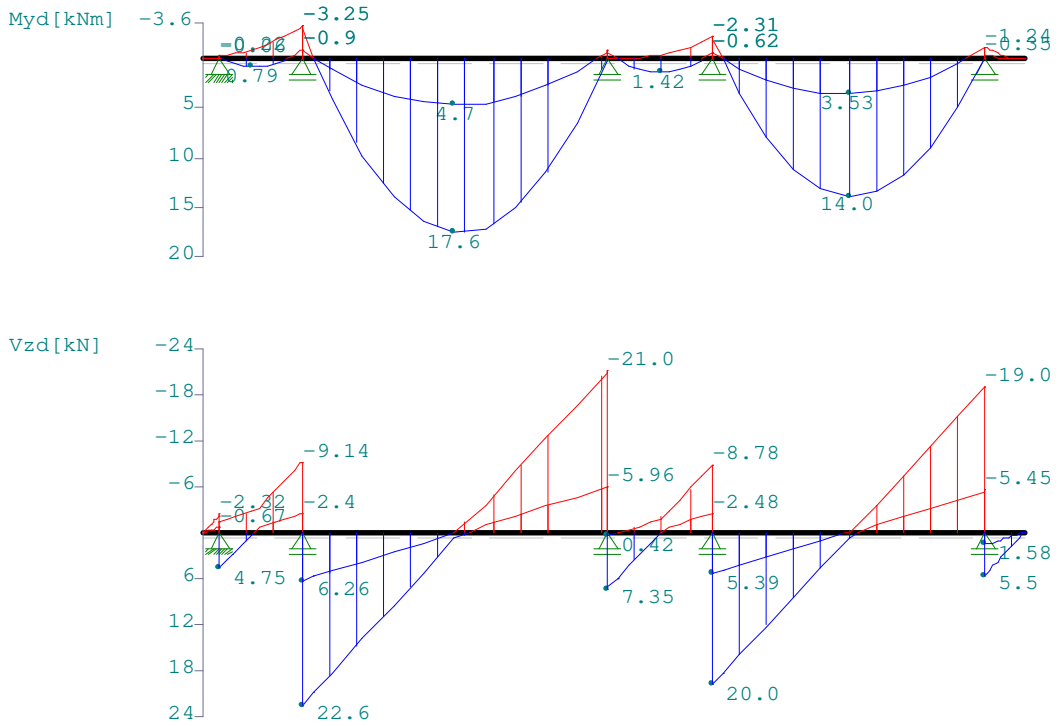
Ergebnisse für γ-fache Lasten

Teilsicherheitsbeiwert $\gamma G * K_{Fi}$ = 1.35 über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum						(kNm , kN)
Feld	Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1 x0 = 0.390	0.79	-0.06	-0.90	4.34	-6.11	A 5
2 x0 = 1.845	17.62	-3.25	-0.09	22.59	-20.81	A 4
x = 0.149	0.00		zug V =	5.74	5.74	A 10
x = 0.151	0.01		zug V =	20.75	20.75	A 4
3 x0 = 0.605	1.42	-0.79	-0.85	7.35	-7.44	A 10
x = 0.119	0.00		zug V =	0.00	0.00	A 11
x = 0.121	0.00		zug V =	5.88	5.88	A 10
4 x0 = 1.635	13.98	-2.31	-0.48	19.95	-18.80	A 11
x = 0.119	0.00		zug V =	4.97	4.97	A 13
x = 0.121	0.01		zug V =	18.48	18.48	A 11

Stützmomente Maximum							(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	-0.22	-0.22	-2.32	4.75	7.07	-0.69	A 6
2	-3.25	-3.25	-9.14	22.59	31.73	8.66	A 4
3	-0.79	-0.79	-21.02	7.35	28.37	6.38	A 10
4	-2.31	-2.31	-8.78	19.95	28.73	7.87	A 11
5	-1.24	-1.24	-19.05	5.50	24.55	7.03	A 13

Maßstab 1 : 100



Querschnitte S235	fyk =	235 N/mm2			
Art Name	Npl	Mplyd	Vplzd	Mplzd	Vplyd
1 I160	536	32	143	6	191

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.1) γM0 = 1.00

Feld Nr.	x (m)	QNr.	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σ_v (N/mm2)	τ	QKL	η	komb
Krli	0.000	1	0.0	0.0	0	0	1	0.00	1
	0.190	1	-0.2	-2.3	5	3	1	0.02	A 2
1	0.000	1	-0.2	4.8	9	5	1	0.04	A 3
	0.390	1	-0.9	-2.8	8	1	1	0.04	A 6
	0.950	1	-3.3	-9.1	28	3	1	0.12	A 9
2	0.000	1	-3.3	22.6	45	26	1	0.19	A 9
	0.149	1	0.0	20.8	41	24	1	0.18	A 9
	0.151	1	0.0	20.7	41	24	1	0.18	A 9
	1.845	1	17.6	0.0	151	0	1	0.64	A 9
	3.550	1	-0.8	-21.0	42	24	1	0.18	A 17
3	0.000	1	-0.8	7.3	15	8	1	0.06	A 17
	0.119	1	0.0	5.9	12	7	1	0.05	A 17
	0.121	1	0.0	5.9	12	7	1	0.05	A 17
	0.605	1	1.4	0.0	12	0	1	0.05	A 17
	1.210	1	-2.3	-8.8	21	8	1	0.09	A 14
4	0.000	1	-2.3	20.0	40	23	1	0.17	A 14
	0.119	1	0.0	18.5	37	21	1	0.16	A 14
	0.121	1	0.0	18.5	37	21	1	0.16	A 14
	1.635	1	14.0	0.0	120	0	1	0.51	A 14
	3.170	1	-1.2	-19.0	38	22	1	0.16	A 15
Krre	0.000	1	-1.2	5.5	12	5	1	0.05	A 15
	0.450	1	0.0	0.0	0	0	1	0.00	A 10

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.2) γM0 = 1.00

Feld Nr.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η	komb
Krli	0.000	0.0	0.0	1	0.00	31.9	0.00	1
	0.190	-0.2	-2.3	1	0.00	31.9	0.02	A 2
1	0.000	-0.2	4.8	1	0.00	31.9	0.03	A 3
	0.390	-0.9	-2.8	1	0.00	31.9	0.03	A 6
	0.950	-3.3	-9.1	1	0.00	31.9	0.10	A 9
2	0.000	-3.3	22.6	1	0.00	31.9	0.16	A 9
	0.149	0.0	20.8	1	0.00	31.9	0.15	A 9
	0.151	0.0	20.7	1	0.00	31.9	0.15	A 9
	1.845	17.6	0.0	1	0.00	31.9	0.55	A 9
	3.550	-0.8	-21.0	1	0.00	31.9	0.15	A 17
3	0.000	-0.8	7.3	1	0.00	31.9	0.05	A 17
	0.119	0.0	5.9	1	0.00	31.9	0.04	A 17
	0.121	0.0	5.9	1	0.00	31.9	0.04	A 17
	0.605	1.4	0.0	1	0.00	31.9	0.04	A 17
	1.210	-2.3	-8.8	1	0.00	31.9	0.07	A 14
4	0.000	-2.3	20.0	1	0.00	31.9	0.14	A 14
	0.119	0.0	18.5	1	0.00	31.9	0.13	A 14
	0.121	0.0	18.5	1	0.00	31.9	0.13	A 14
	1.635	14.0	0.0	1	0.00	31.9	0.44	A 14
	3.170	-1.2	-19.0	1	0.00	31.9	0.13	A 15
Krre	0.000	-1.2	5.5	1	0.00	31.9	0.04	A 15
	0.450	0.0	0.0	1	0.00	31.9	0.00	A 10

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.
Nachweis Biegedrillknicken ist nicht erforderlich.

Zulässige Durchbiegungen : im Feld zul f = L / 300
charakteristische Kombination Kragarm L / 150

Feld Nr.	x (m)	fg (cm)	ftot (cm)	f (cm)	zulf (cm)	η	komb
Krli	0.000	0.00	0.00	0.003	0.127	0.02	6
1	0.570	0.00	-0.01	-0.005	0.317	0.02	6
2	1.775	0.30	0.75	0.752	1.183	0.64	6
3	0.119	-0.03	-0.08	-0.085	0.403	0.21	6
4	1.585	0.19	0.48	0.483	1.057	0.46	6
Krre	0.450	-0.09	-0.22	-0.223	0.300	0.74	6

In der folgenden Tabelle sind die Lasten mit der internen Numerierung angegeben. Die anschließende Tabelle der gerechneten Kombinationen referenziert auf diese Nummern.

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L 2=Einzellast bei a 3=Einzelmoment bei a 4=Trapezlast von a - a+b 5=Dreieckslast über L 6=Trapezlast über L

Nr.	Feld	Typ	Grp	g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge
2	1	1	A 2	3.50	5.00			1.00		
3	2	1	A 3	3.50	5.00			1.00		
4	3	1	A 4	3.50	5.00			1.00		
5	4	1	A 5	3.50	5.00			1.00		
Kragarm										
1	Krli	1	A 1	3.50	5.00			1.00		
6	Krre	1	A 6	3.50	5.00			1.00		

Gerechnete Kombinationen aus 6 Lasten

Last	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	K8	K9	K10	K11	K12	K13	K14	K15
	g	g	g	g	g	g	g	g	g	g	g	g	g	g	g
1	.	x	x	.	.	x	x	.	.	.	.	.	.	.	.
2	.	.	x	.	x	.	.	.	x	.	.	.	.	.	.
3	.	.	.	x	.	x	.	.	x	.	.	x	.	.	.
4	.	.	x	.	x	.	x	x	.	x	.	x	.	x	.
5	.	.	.	x	.	x	.	.	x	.	x	.	.	x	x
6	.	.	.	.	.	.	.	.	.	x	.	.	x	.	x

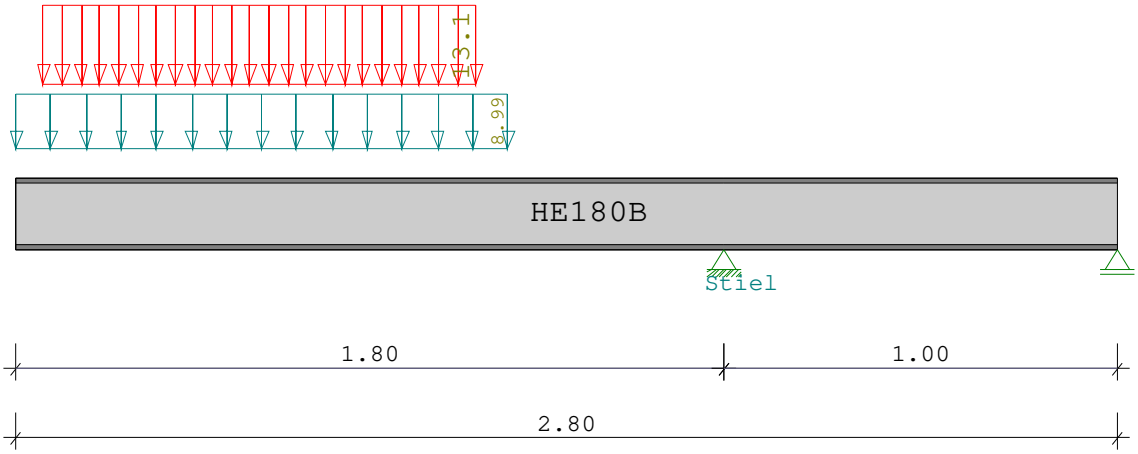
Last	K16	K17
	g	g
1	.	.
2	.	.
3	x	x
4	.	x
5	.	.
6	.	x

Die vorstehenden Kombinationen werden wie folgt bearbeitet:
Beim Nachweis der Tragsicherheit werden die ständigen Lasten
alle gleichzeitig alternierend mit GammaG = 1,00 / 1,35 beaufschlagt.
Wenn in einer Kombination p-Lasten aus unterschiedlichen Einwirkungen vorhanden sind, dann wird jeweils untersucht, welche Einwirkung die Leiteinwirkung ist.
Die Auswirkung der Lasteinwirkungsdauer wird ebenfalls geprüft.

Position: Außentreppe_PT-2_Stiel_2

Durchlaufträger DLT10 02/2022/D (FRILO R-2024-2/P07)

Maßstab 1 : 20



Stahlträger S355 DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
E-Modul E =210000 N/mm2

System	Länge		Querschnittswerte				
Feld	L (m)		QNr.	I (cm4)	Wo (cm3)	Wu (cm3)	
1	1.000	konstant	1	3830.0	426.0	426.0	HE180B
Kragarm links	1.800	konstant	1	3830.0	426.0	426.0	HE180B

Stützeneinspannung

Stütze	Fußpunkt	Höhe (m)	I (cm4)	
1	gelenkig	3.000	3830.0	HE180B

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L 2=Einzellast bei a 3=Einzelmoment bei a 4=Trapezlast von a - a+b 5=Dreieckslast über L 6=Trapezlast über L

Feld	Typ	EG	Gr	g_l/r	q_l/r	Faktor	Abstand	Länge	ausPOS	Phi
Kragarm Krli	4	A		8.990 8.990	0.000 0.000	1.000	0.000	1.250		
	4	A		0.000 0.000	13.100 13.100	1.000	0.070	1.100		

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 78.5 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
A	1	Wohnräume	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{Fi} = 1.0 Tab. B3
In den folgenden Tabellen steht am Ende der Zeilen ein Verweis auf die Nummer der zug. Überlagerung (siehe unten).
In Tabellen mit Gammafachen Schnittgrößen steht zusätzlich ein Verweis auf die Leiteinwirkung.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1	x0 =	1.000	0.00	-10.54	0.00	10.80	10.29	1

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F	komb
1	-31.04	-23.29	-26.57	23.55	50.12	22.96	2
2	0.00	0.00	10.29	0.00	-10.29	-23.04	1

Stielendmomente (kNm , kN)

StielA	MaxM	zugN	MinM	zugN	MaxN	zugM	MinN	zugM
1	-3.5	23.0	-7.7	50.1	50.1	-7.7	23.0	-3.5

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	22.96	27.16	0.00	50.12	50.12	22.96
2	-10.29	0.00	-12.75	-23.04	-10.29	-23.04
Summe:	12.67	27.16	-12.75	27.08	39.84	-0.08

Auflagerkräfte (kN)

	Stütze 1		Stütze 2	
EG	max	min	max	min
g	23.0	23.0	-10.3	-10.3
A	27.2	0.0	0.0	-12.8
Sum	50.1	23.0	-10.3	-23.0

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma G * K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1	x0 =	1.000	0.00	-14.23	0.00	14.58	13.89	1

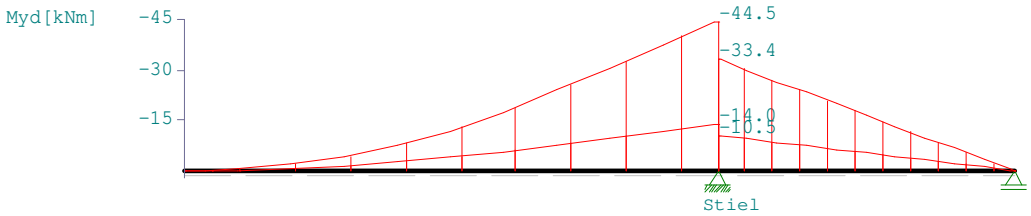
Stützmomente Maximum (kNm , kN)

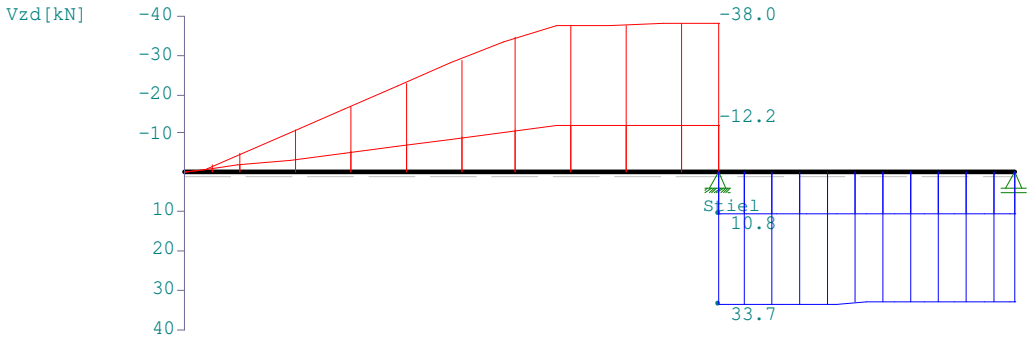
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	-44.45	-33.36	-38.03	33.71	71.74	22.96	A 2
2	0.00	0.00	10.29	0.00	-10.29	-33.01	1

Stielendmomente (kNm , kN)

StielA	MaxM	zugN	MinM	zugN	MaxN	zugM	MinN	zugM
1	-3.5	23.0	-11.1	71.7	71.7	-11.1	23.0	-3.5

Maßstab 1 : 25





Querschnitte S355 fyk = 355 N/mm2

Art	Name	Npl	Mplyd	Vplzd	Mplzd	Vplyd
4	HE180B	2318	171	416	82	1033
4	HE180B	2318	171	416	82	1033
4	HE180B	2318	171	416	82	1033

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.1) γM0 = 1.00

Feld Nr.	x (m)	QNr.	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σ_v (N/mm2)	τ	QKL	η	komb
Krli	0.000	1	0.0	0.0	0	0	1	0.00	1
	1.800	1	-44.5	-38.0	105	7	1	0.30	A 2
1	0.000	1	-33.4	33.7	79	7	1	0.22	A 2
	1.000	1	0.0	33.0	42	24	1	0.12	A 2

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.2) γM0 = 1.00

Feld Nr.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η	komb
Krli	0.000	0.0	0.0	1	0.00	171.2	0.00	1
	1.800	-44.5	-38.0	1	0.00	171.2	0.26	A 2
1	0.000	-33.4	33.7	1	0.00	171.2	0.19	A 2
	1.000	0.0	33.0	1	0.00	171.2	0.08	A 2

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.
Nachweis Biegedrillknicken ist nicht erforderlich.

Zulässige Durchbiegungen : im Feld zul f = L / 300
charakteristische KombinationKragarm L / 150

Feld Nr.	x (m)	fg (cm)	ftot (cm)	f (cm)	zulf (cm)	η	komb
Krli	0.000	0.23	0.50	0.504	1.200	0.42	2
1	0.400	-0.01	-0.02	-0.018	0.333	0.06	2

In der folgenden Tabelle sind die Lasten mit der internen Numerierung angegeben. Die anschließende Tabelle der gerechneten Kombinationen referenziert auf diese Nummern.

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L 2=Einzellast bei a 3=Einzelmoment bei a 4=Trapezlast von a - a+b 5=Dreieckslast über L 6=Trapezlast über L

Nr.	Feld	Typ	Grp		g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge
Kragarm											
1	Krli	4	A	1	8.99	0.00	8.99	0.00	1.00	0.00	1.25
2		4	A	2	0.00	13.10	0.00	13.10	1.00	0.07	1.10

Gerechnete Kombinationen aus 2 Lasten

Last	K1	K2
	g	g
1	.	.
2	.	x

Die vorstehenden Kombinationen werden wie folgt bearbeitet:
Beim Nachweis der Tragsicherheit werden die ständigen Lasten alle gleichzeitig alternierend mit GammaG = 1,00 / 1,35 beaufschlagt.
Wenn in einer Kombination p-Lasten aus unterschiedlichen Einwirkungen vorhanden sind, dann wird jeweils untersucht, welche Einwirkung die Leiteinwirkung ist.
Die Auswirkung der Lasteinwirkungsdauer wird ebenfalls geprüft.

Position: (Neue Position)

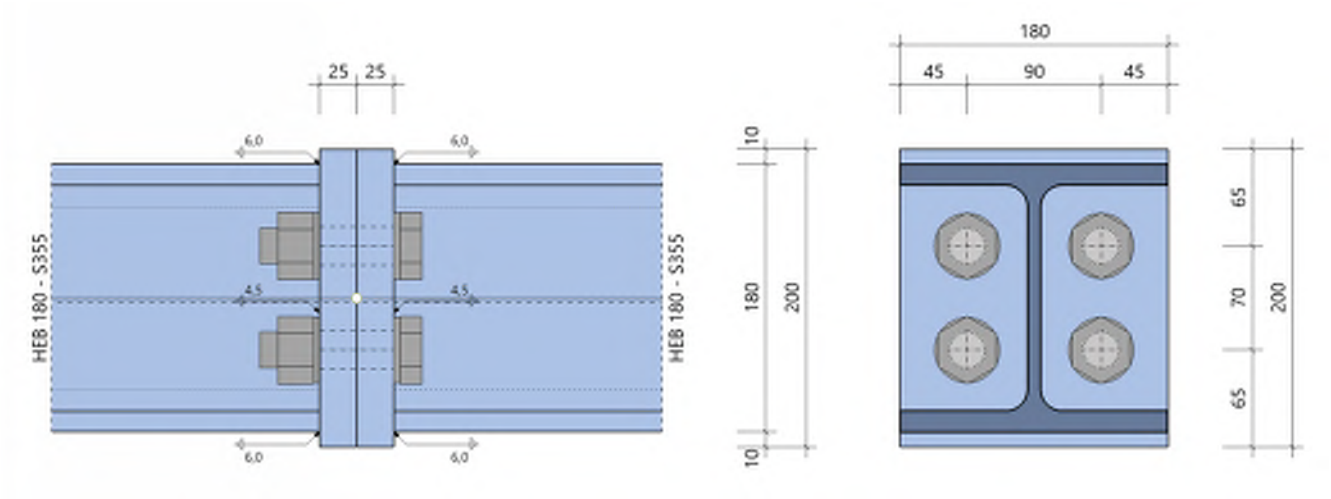
Stirnplattenstoß (x64) SPS+ 01/24 (FRILO R-2024-1/P07)

Grundparameter

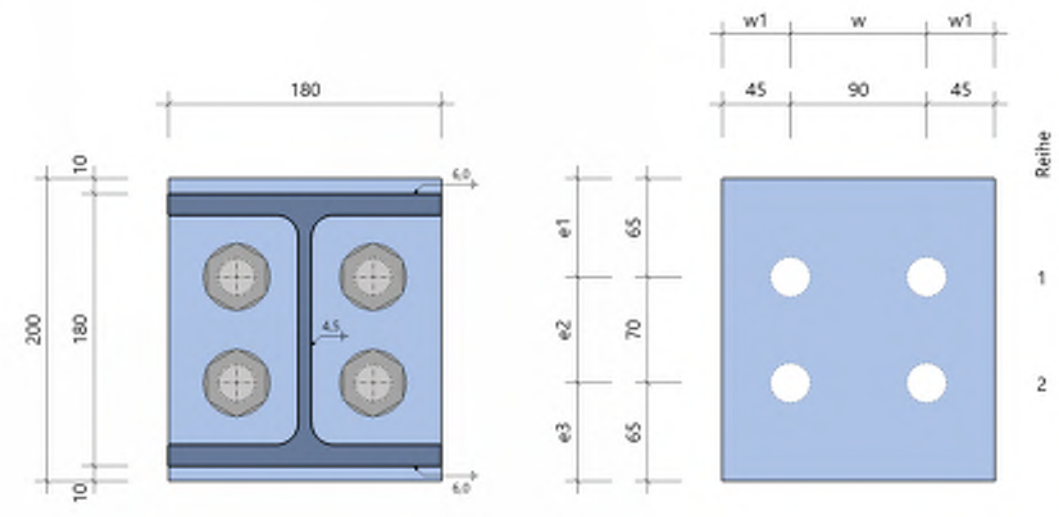
Bemessungsnorm	:	DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
Nachweisverfahren	:	Komponentenmethode
Tragwerksberechnung	:	plastisch
Komponentenmethode	:	vertikal 2-reihig ohne Berücksichtigung großer Normalkräfte Schrauben für N_{Rd} Zug ohne Einschränkung ansetzen Abstützkräfte im T-Stummel untersuchen Ft_{Rd} Versagensart 1 Standardverfahren Faktor Zugbereich für M_{Rd} Anschlusshöhe f = 0.50
Querkraft	:	nur über zugfreie Schrauben abtragen V_{Rd} auf 50% vom Träger begrenzt
Schweißnaht	:	vereinfachter Nachweis über Teilschnittgrößen

System

Systemgrafik 2D



Detailgrafik Stirnplatte



Modell : Stirnplattenstoß Trägerneigung 0.0°
Schrauben : 4 x M24 - 10.9 (rohe Schraube)

Querschnitte

Bauteil	Name	Material	h mm	b_o mm	t_o mm	t_s mm	r mm	b_u mm	t_u mm
Träger	HEB 180	S355	180	180	14	9	15	180	14

Schrauben

im Bauteil	Bezeichnung	Festigkeit	Art	Vorspannung	Scherfuge	d_0 mm
Stirnplatte	M24	10.9	rohe Schraube	ohne	Gewinde	26.0

Stirnplatte

Material	Abstand OK Platte zu OK Träger	Abmessungen			Schweißnaht		
	a mm	h mm	b mm	t mm	$a_{wf,o}$ mm	$a_{w,s}$ mm	$a_{wf,u}$ mm
S355	10	200	180	25	6.0	4.5	6.0

Schraubenanordnung Stirnplatte - 2 x 2 = 4 Schrauben M24 - 10.9 (rohe Schraube)

quer - Reihenabstand			längs - Schraubenabstände in der Reihe		
w1 mm	w mm	w1 mm	e1 mm	e2 mm	e3 mm
45	90	45	65	70	65

Belastung

Schnittgrößen (Bemessungswerte) aus Lfk Lfk<1>

Situation	N_d kN	V_{zd} kN	M_{yd} kNm
P/T	6.0	40.5	-50.10

Bemessungssituationen

Situation	Beschreibung	γ_{M0}	γ_{M1}	γ_{M2}
P/T	ständig/vorübergehend	1.00	1.10	1.25

Ergebnisse - Komponentenmethode für negatives Moment

Anschlussschnittgrößen

Stelle	N_d kN	V_{zd} kN	M_{yd} kNm
Schwerpunkt im lokalen System vom Anschnitt	6.0	40.5	-50.10
$N_d < 0.05 * N_{pld} = 115.8$ kN			

Schraubenstatus in Stirnplatte

Schrauben in der Reihe (von oben nach unten)	Reihe (von links nach rechts)	
	1	2
1	N	N
2	V	V

Biegetragfähigkeit MRd

äquivalente T-Stummel im Anschluss Stirnplatte

T-Stummel Nr	Schraubenreihen Anzahl	e mm	e_{min} mm	m mm	n mm	$M_{pl,1,Rd}$ [Mpl)] kNm/m	min($F_{t,Rd}$,$B_{t,Rd}$) kN
1	1	45.0	45.0	35.7	44.6	55.47	254.2
[Mpl)] : $M_{pl,1,Rd} = M_{pl,Rd} / l_{eff}$ im jeweiligen Fließmuster							

effektive Längen, cp kreisförmig - Versagensmodus 1

T-Stummel Nr	Schraubenreihen Nr	l_{eff} einzeln mm	l_{eff} Gruppen Ende oben mm	Mitte mm	Ende unten mm
1	1	224.1	-	-	-

effektive Längen, nc nichtkreisförmig - Versagensmodus 1 und 2

T-Stummel Nr	Schraubenreihen Nr	l_{eff} einzeln mm	l_{eff} Gruppen Ende oben mm	Mitte mm	Ende unten mm	Steifeneinfluß λ_1	λ_2	α
1	1	221.1	-	-	-	0.44	0.42	6.20

plastische Grenzzugkraft wirksamer Schraubenreihen, von OK Platte gezählt

Schraubenreihe Nr	T-Stummel Nr Gurt	Platte	Ft_{tRd} kN	Versagensmodus
1	0	1	508.3	Schrauben auf Zug

globale Komponente Träger

Trägergurt	Querschnittsklasse	$V_{pl,Rd}$ kN	$M_{c,Rd}$ kNm	$M_{c,Rd,red}$ kNm	$Fc_{F,Rd}$ kN
Druck	1	414.9	171.20	171.20	1031.3

Momentenbeanspruchung Gesamtanschluss

h,druck mm	Ft_{Rd},zug,plastisch kN	Fc_{Rd},zug,plastisch kN
183.0	508.3	508.3

Ma_{Sd} kNm	Ma_{Rd},elastisch kNm	**Ma_{Rd},plastisch kNm**	**η**
50.60	39.99	**59.98**	**0.84**
zuerst versagende Komponente : Schrauben auf Zug			

Querkraftbeanspruchung Gesamtanschluss

wirksame Schraubenreihen

Reihe Nr	Randabstand e_1 mm	e_2 mm	Lochabstand e mm	e_3 mm	Tragfähigkeit $k_1*\alpha$	$V_{l,Rd}$ kN	$V_{a,Rd}$ kN
2	135	45	70	90	1.62	761.4	282.4

Träger A_v mm²	Träger $V_{w,Rd}$ kN	V_{Ed} kN	V_{Rd} kN	η
2024.0	414.8	40.5	207.4	0.20

Nachweis Schweißnähte aus Teilschnittgrößen im Anschluss Träger-Stirnplatte

	Zuggurt (konstruktiv)		Steg		Druckgurt	
$f_{vw,d}$ N/mm²	erf. a_w mm	η	σ_w N/mm²	η	σ_w N/mm²	η
251.5	5.2	-	218.6	0.87	-220.7	0.87

Rotationssteifigkeit unter Momentenbeanspruchung

Steifigkeitskoeffizienten wirksamer Schraubenreihen

Reihe Nr	k_3 mm	k_4 mm	k_5 mm	k_{10} mm
1	-	68.576	68.576	7.531

z_{eq} mm	k_{eq} mm	η	$S_{j,ini}$ kNm/rad	$S_{j,n}$ kNm/rad
118.0	6.175	3.00	18054.6	6018.2

Nachweis des Trägers nach Gl(6.2)

Qkl	N_d kN	N_{Rd} kN	η_N	$V_{z,d}$ kN	$V_{z,Rd}$ kN	η_{Vz}	$M_{y,d}$ kNm	$M_{y,Rd}$ kNm	η_{My}	η
1	6.0	2316.4	0.00	40.5	414.8	0.10	-50.10	171.20	0.29	0.29

Zusammenfassung

Maximale Ausnutzung aus allen Nachweisen

Verbindung N+M	η =	**0.84**	Tragfähigkeit M_{Rd}
Verbindung V	η =	**0.20**	Tragfähigkeit V_{Rd}
Verbindung Schweißnaht	η =	**0.87**	Stirnplatte Druckgurt
Querschnitt	η =	**0.29**	

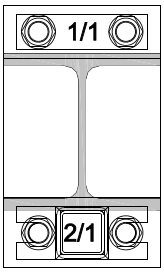
Hinweis: Schweißnahtversagen sollte nicht bemessungsrelevant sein!

SCHÖCK

Name:
Bemerkung:
Nummer:

Bemessung Schöck Isokorb® Stahl-Stahl

Version: 4.4.4.29



Bemessungsgrundlagen
Deutschland (EC3, abZ/abG Z-14.4-518)

Hinweise
Der ausgewählte Anschluss ist biegesteif.

Schöck Isokorb®
Module = 1 x S-N-D22 | 1 x S-V-D22
Höhe h = 60 | 80 mm
Länge l = 180 mm
Dicke t = 80 mm
Gewindedurchmesser = M22

Stahlträger
Profilform: I-Profil
Profil: HEB 180
Höhe h = 180 mm
Breite b = 180 mm
Flanschdicke t_f = 14 mm
Stegdicke t_s= 8,5 mm

Stirnplatte
Baustahlgüte: S355
Höhe h = 300 mm
Breite b = 180 mm
Dicke t = 25 mm

Lastfall 1
Moment $M_{y,Ed}$ = -50,1 kNm
Querkraft $V_{z,Ed}$ = 45,5 kN
Normalkraft N_{Ed} = 6 kN

Lastfall 2
Moment $M_{y,Ed}$ = -50,1 kNm
Querkraft $V_{z,Ed}$ = 40,5 kN
Normalkraft N_{Ed} = -6 kN

Ergebnisse

Lastfall 1: Ausnutzung = 0,98

Modul	Schöck Isokorb®	Nachweis	N_{links}	N_{rechts}	V_y	V_z	Ausnutzung
			kN	kN	kN	kN	-
1/1	S-N-D22	Ed Rd	110,41 112,70	110,41 112,70	- -	- -	0,98
2/1	S-V-D22	Ed Rd	-107,41 -112,70	-107,41 -112,70	- 25,00	45,50 50,00	0,95

Ed = Einwirkungen
Rd = Widerstand

Lastfall 2: Ausnutzung = 0,98

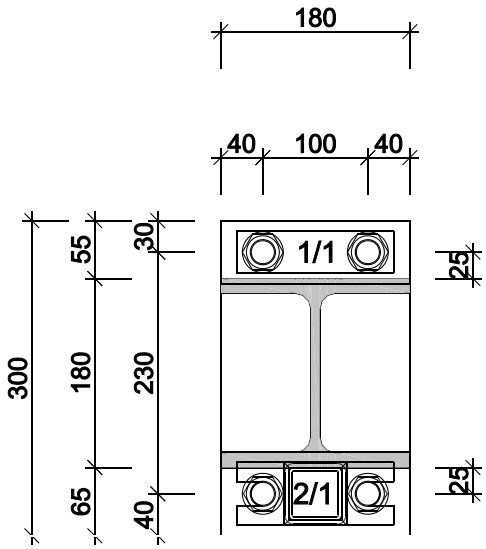
Modul	Schöck Isokorb®	Nachweis	N_{links}	N_{rechts}	V_y	V_z	Ausnutzung
			kN	kN	kN	kN	-
1/1	S-N-D22	Ed Rd	107,41 112,70	107,41 112,70	- -	- -	0,95
2/1	S-V-D22	Ed Rd	-110,41 -112,70	-110,41 -112,70	- 25,00	40,50 50,00	0,98

Ed = Einwirkungen
Rd = Widerstand

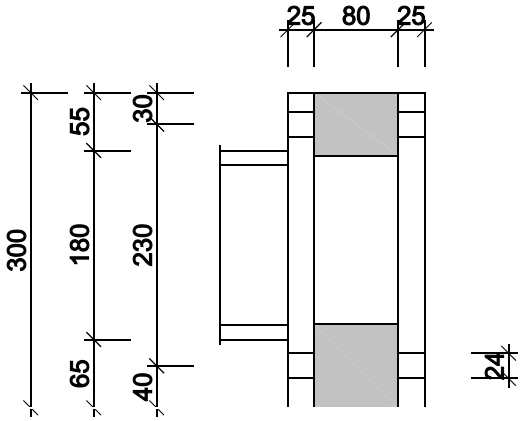
SCHÖCK

Name:
Bemerkung:
Nummer:

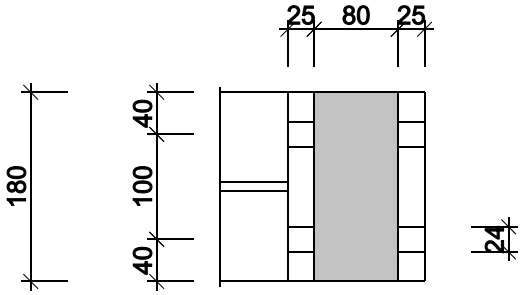
Seite 2 / 2
Datum: 19.08.2024
Position: Treppe oben



Vorderansicht



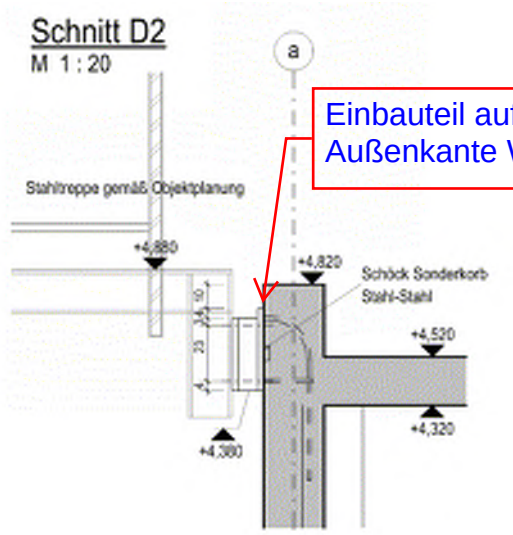
Seitenansicht

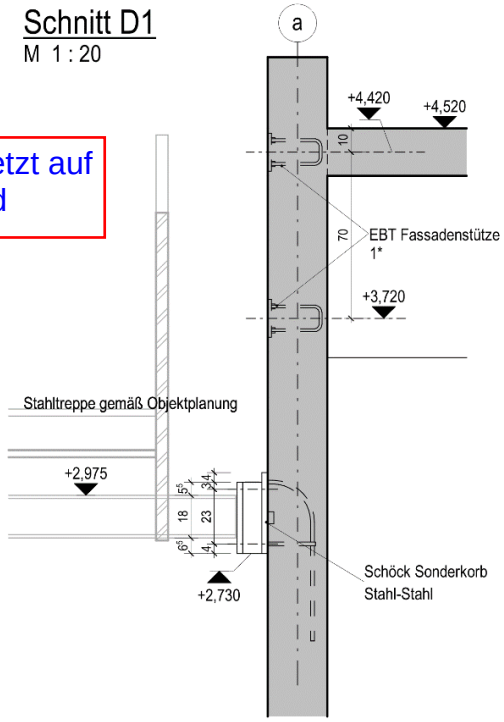


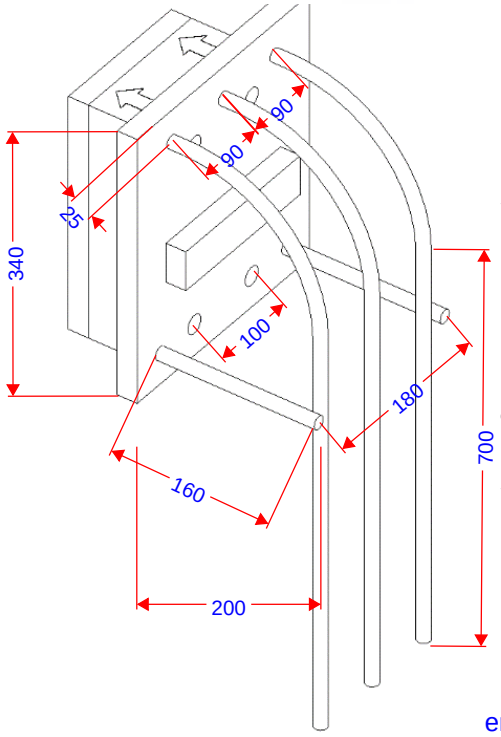
Draufsicht

Einbauteil mit ISOKORB für Stahltreppe Gartenseite

Ohne Maßstab







Stahlplatte S 355, 340/300/25 mm
Knagge S355, 200/50/25 mm, rundum mit
Kehlnaht 6 mm

Bohrungen 4 x d= 24 mm entsprechend Isokorb

angeschweißte Eisen 5 Stück
BSt 500, d=16 mm, teilweise gebogen
Schweißen von Betonstahl nach DIN EN ISO 17660-1, Bild 9 b) Versenkter Stab

Biegerollendurchmesser
Dbr = 15 ds = 240 mm

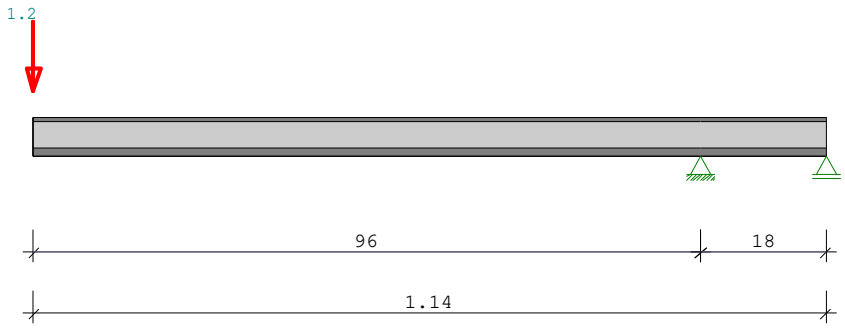
Mit Schöck ISOKORB T Typ S „Stahl-Stahl“
1 x S-N-D22
1 x S-V-D22

erf. As = 50,1/ 0,28 / 43,5 = 4,11 cm²
gew. 3 x ds = 16 mm = 6,03 cm²

Position: Außentreppe-Geländerpfosten

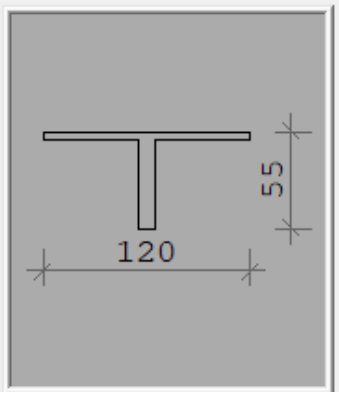
Durchlaufträger DLT10 02/2022/D (FRILO R-2024-1/P07)

Maßstab 1 : 10



Abmessungen [mm]

Name		Iu 55 (sd)
Höhe	h =	55,0
Fl. oben	bc =	120,0
Fl. oben	to =	5,0
Steg	s =	10,0
Radius	r =	0,0
Fl. unten	bu =	10,0
Fl. unten	tu =	1,0



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
E-Modul E =210000 N/mm2

System	Länge		Querschnittswerte				
Feld	L (m)		QNr.	I (cm4)	Wo (cm3)	Wu (cm3)	
1	0.180	konstant	1	31.2	20.8	7.8	Iu55(sd)
Kragarm links	0.960	konstant	1	31.2	20.8	7.8	Iu55(sd)

Querschnittsabmessungen : mit Profilhöhe = h , a oder D

Quersch. Nr.	Profil	Außenmaße h (mm)	Wanddicken b (mm)	Radius s (mm)	unten t (mm)	r (mm)	bu (mm)	tu (mm)
1	Iu 55 (sd)	55	120	10.0	5.0	0.0	10	11.3

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L, 2=Einzellast bei a, 3=Einzelmoment bei a, 4=Trapezlast von a - a+b, 5=Dreieckslast über L, 6=Trapezlast über L

Feld	Typ	EG	Gr	g_l/r	q_l/r	Faktor	Abstand	Länge	ausPOS	Phi
Kragarm Krli	2	A		0.000	1.000	1.200	0.000			

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
A	1	Wohnräume	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{Fi} = 1.0 Tab. B3
In den folgenden Tabellen steht am Ende der Zeilen ein Verweis auf die Nummer der zug. Überlagerung (siehe unten).
In Tabellen mit Gammafachen Schnittgrößen steht zusätzlich ein Verweis auf die Leiteinwirkung.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1	x0 =	0.180	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F	komb
1	-1.15	-1.15	-1.20	6.40	7.60	0.00	2
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-6.40	1

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	0.00	7.60	0.00	7.60	7.60	0.00
2	0.00	0.00	-6.40	-6.40	0.00	-6.40
Summe:	0.00	7.60	-6.40	1.20	7.60	-6.40

Auflagerkräfte (kN)

	Stütze 1		Stütze 2	
EG	max	min	max	min
g	0.0	0.0	0.0	0.0
A	7.6	0.0	0.0	-6.4
Sum	7.6	0.0	0.0	-6.4

Durchbiegungen maximale minimale

Feld Nr.	x (m)	f (cm)	Komb	x (m)	f (cm)	komb
1	0.000	0.00	2	0.072	0.00	2
Kragarme						
Krli	0.000	0.64	2	0.000	0.00	0

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma G * K_{Fi}$ = 1.35 über Trägerlänge konstant

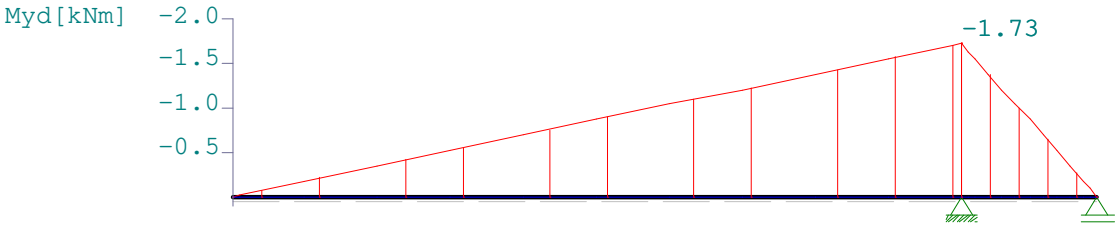
Feldmomente Maximum (kNm , kN)

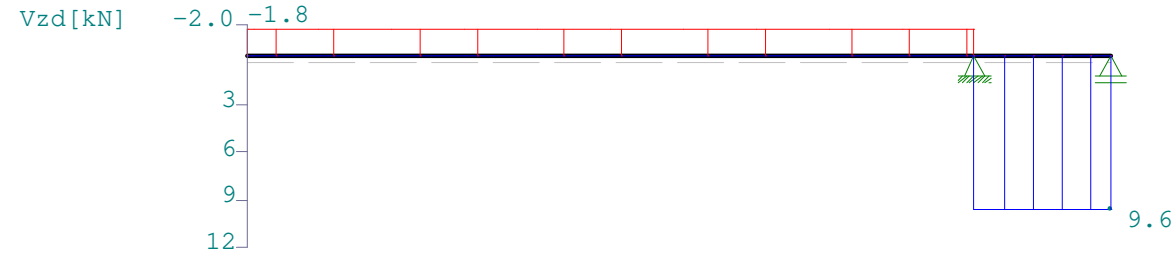
Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1	x0 =	0.180	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	-1.73	-1.73	-1.80	9.60	11.40	0.00	A 2
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-9.60	1

Maßstab 1 : 10





Querschnitte S235 fyk = 235 N/mm2

Art	Name	Npl	Mplyd	Vplzd	Mplzd	Vplyd
26	Iu55(sd)	259	3	71	5	68

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.1) γM0 = 1.00

Feld Nr.	x (m)	QNr.	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σv (N/mm2)	τ	QKL	η	komb
Krli	0.000	1	0.0	0.0	0	0	1	0.00	1
	0.001	1	0.0	-1.8	8	4	1	0.03	A 2
	0.960	1	-1.7	-1.8	222	0	1	0.94	A 2
1	0.000	1	-1.7	9.6	222	0	1	0.94	A 2
	0.180	1	0.0	9.6	40	23	1	0.17	A 2

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.2) γM0 = 1.00

Feld Nr.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η	komb
Krli	0.000	0.0	0.0	1	0.00	3.3	0.00	1
	0.001	0.0	-1.8	1	0.00	3.3	0.03	A 2
	0.960	-1.7	-1.8	1	0.00	3.3	0.53	A 2
1	0.000	-1.7	9.6	1	0.00	3.3	0.53	A 2
	0.180	0.0	9.6	1	0.00	3.3	0.13	A 2

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.
Nachweis Biegedrillknicken ist nicht erforderlich.

Zulässige Durchbiegungen : im Feld zul f = L / 300
charakteristische Kombination Kragarm L / 150

Feld Nr.	x (m)	fg (cm)	ftot (cm)	f (cm)	zulf (cm)	η	komb
Krli	0.000	0.00	0.64	0.642	0.640	1.00	2
1	0.072	0.00	0.00	-0.004	0.060	0.06	2

In der folgenden Tabelle sind die Lasten mit der internen Numerierung angegeben. Die anschließende Tabelle der gerechneten Kombinationen referenziert auf diese Nummern.

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L; 2=Einzellast bei a; 3=Einzelmoment bei a; 4=Trapezlast von a - a+b; 5=Dreieckslast über L; 6=Trapezlast über L

Nr.	Feld	Typ	Grp		g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge
Kragarm											
1	Krli	2	A	1	0.00	1.00			1.20	0.00	

Gerechnete Kombinationen aus 1 Lasten

Last	K1	K2
	g	g
1	.	x

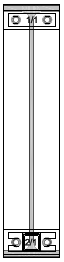
Die vorstehenden Kombinationen werden wie folgt bearbeitet:
Beim Nachweis der Tragsicherheit werden die ständigen Lasten
alle gleichzeitig alternierend mit GammaG = 1,00 / 1,35 beaufschlagt.
Wenn in einer Kombination p-Lasten aus unterschiedlichen Einwirkungen
vorhanden sind, dann wird jeweils untersucht, welche Einwirkung die
Leiteinwirkung ist.
Die Auswirkung der Lasteinwirkungsdauer wird ebenfalls geprüft.

SCHÖCK

Name:
Bemerkung:
Nummer:

Bemessung Schöck Isokorb® Stahl-Stahl

Version: 4.4.4.29



Bemessungsgrundlagen
Deutschland (EC3, abZ/abG Z-14.4-518)

Hinweise
Der ausgewählte Anschluss ist biegesteif.

Schöck Isokorb®
Module = 1 x S-N-D16 | 1 x S-V-D16
Höhe h = 60 | 80 mm
Länge l = 180 mm
Dicke t = 80 mm
Gewindedurchmesser = M16

Stahlträger
Profilform: I-Profil
Höhe h = 800 mm
Breite b = 180 mm
Flanschdicke t_f = 19 mm
Stegdicke t_s= 12 mm

Stirnplatte
Baustahlgüte: S355
Höhe h = 810 mm
Breite b = 180 mm
Dicke t = 15 mm

Lastfall 1
Moment $M_{y,Ed}$ = -39,41 kNm
Querkraft $V_{z,Ed}$ = 24 kN
Normalkraft N_{Ed} = 17,4 kN
Querkraft $V_{y,Ed}$ = 15 kN

Ergebnisse

Lastfall 1: Ausnutzung = 0,85

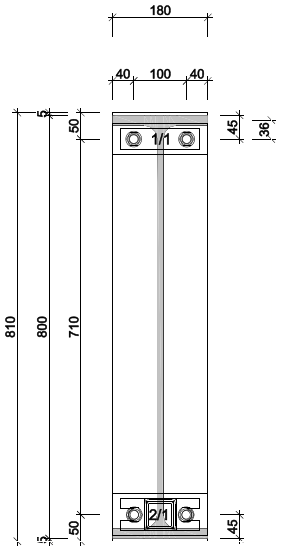
Modul	Schöck Isokorb®	Nachweis	N_{links}	N_{rechts}	V_y	V_z	Ausnutzung
			kN	kN	kN	kN	-
1/1	S-N-D16	Ed Rd	32,10 58,40	32,10 58,40	- -	- -	0,55
2/1	S-V-D16	Ed Rd	-23,40 -58,40	-23,40 -58,40	15,00 23,00	24,00 31,00	0,85

Ed = Einwirkungen
Rd = Widerstand

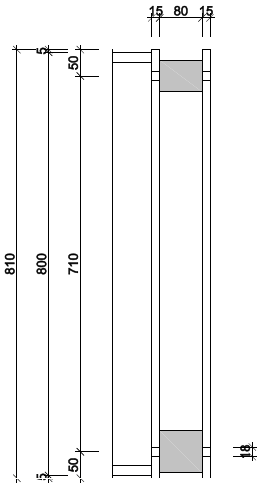
SCHÖCK

Name:
Bemerkung:
Nummer:

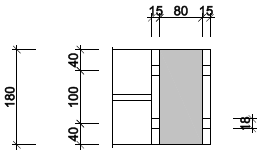
Seite 2 / 2
Datum: 19.08.2024
Position: Fassade



Vorderansicht



Seitenansicht



Draufsicht

9.3 Treppe außen am Technikgebäude

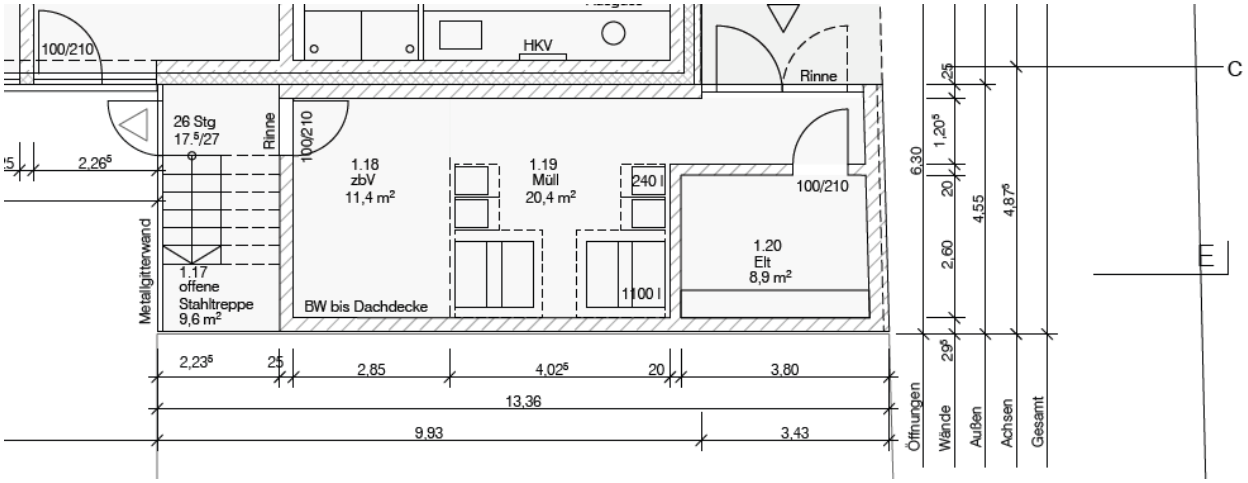
Die Planung der Genehmigungs- und Ausführungsplanung der Stahltreppe ist keine Leistung Tragwerksplanung. Sie ist als separate Leistung von der ausführenden Firma zu erbringen.

Siehe auch Pos. 1 Baubeschreibung Tragwerk Abschnitt 6, Seite 52/53.

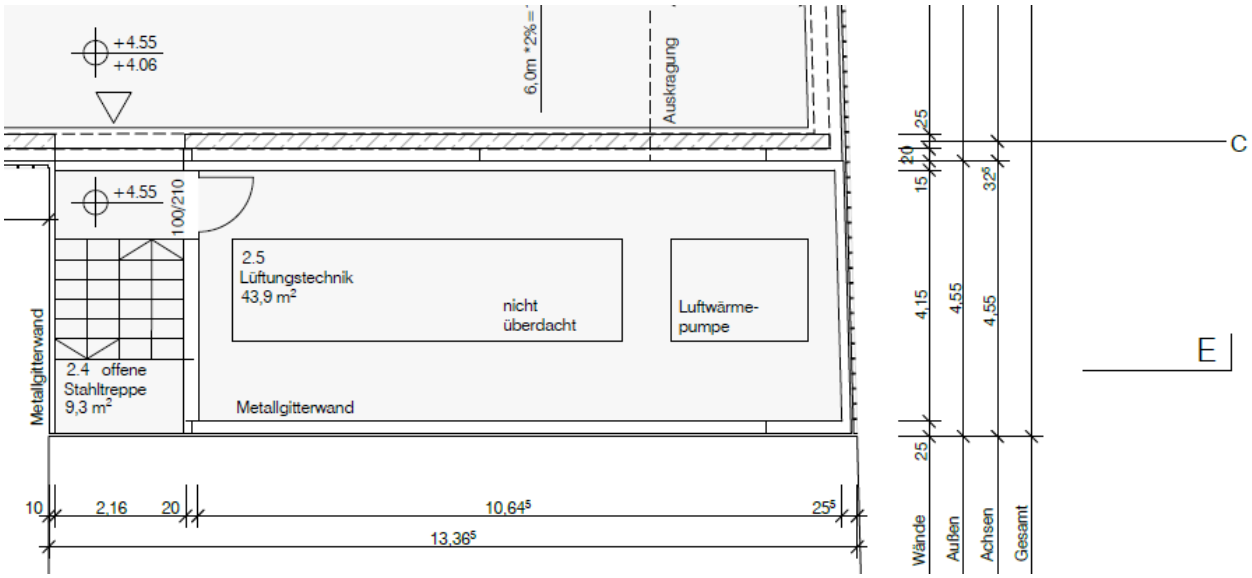
Hier werden lediglich die Einwirkungen auf die Bodenplatte zusammengestellt.

Geometrie gemäß Entwurfsplanung Architekt:

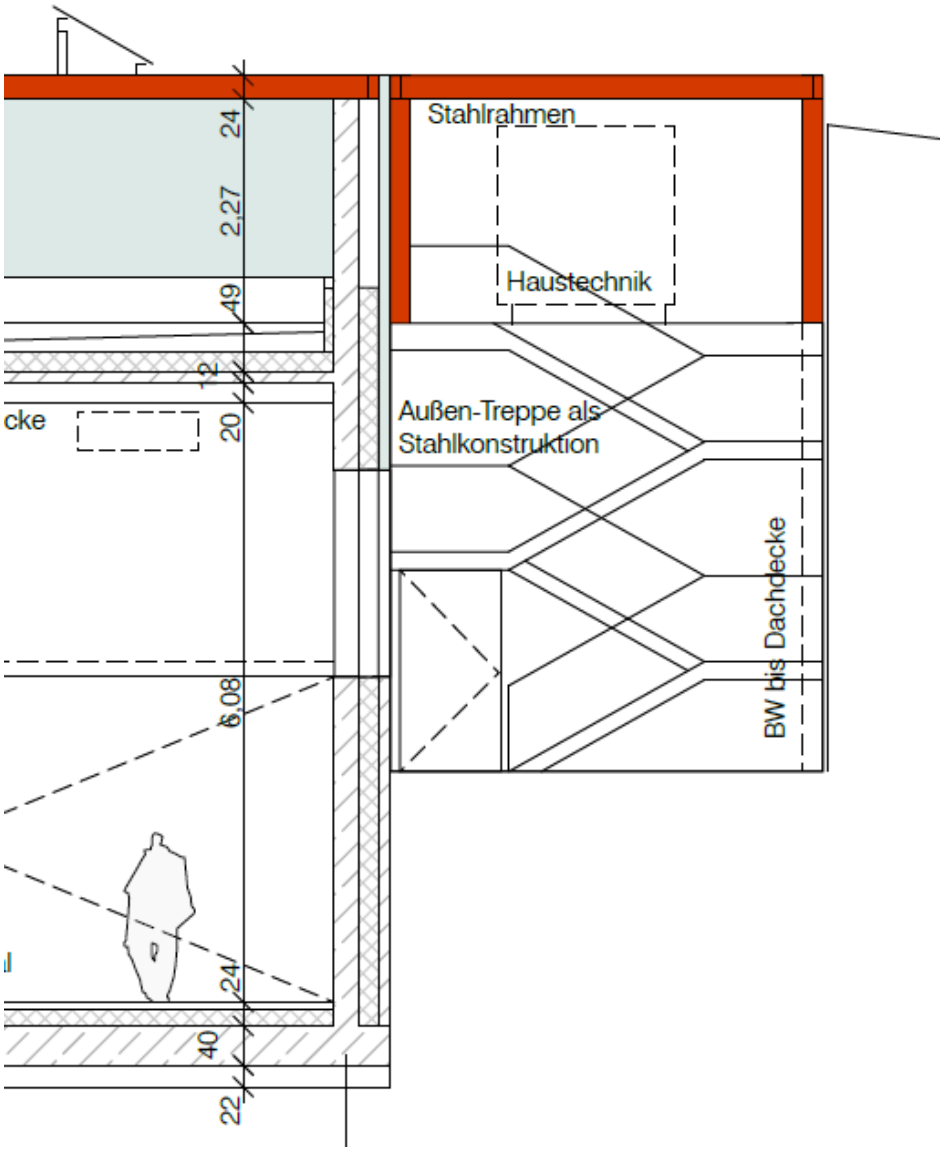
Ausschnitt GR EG:



Ausschnitt GR UG:



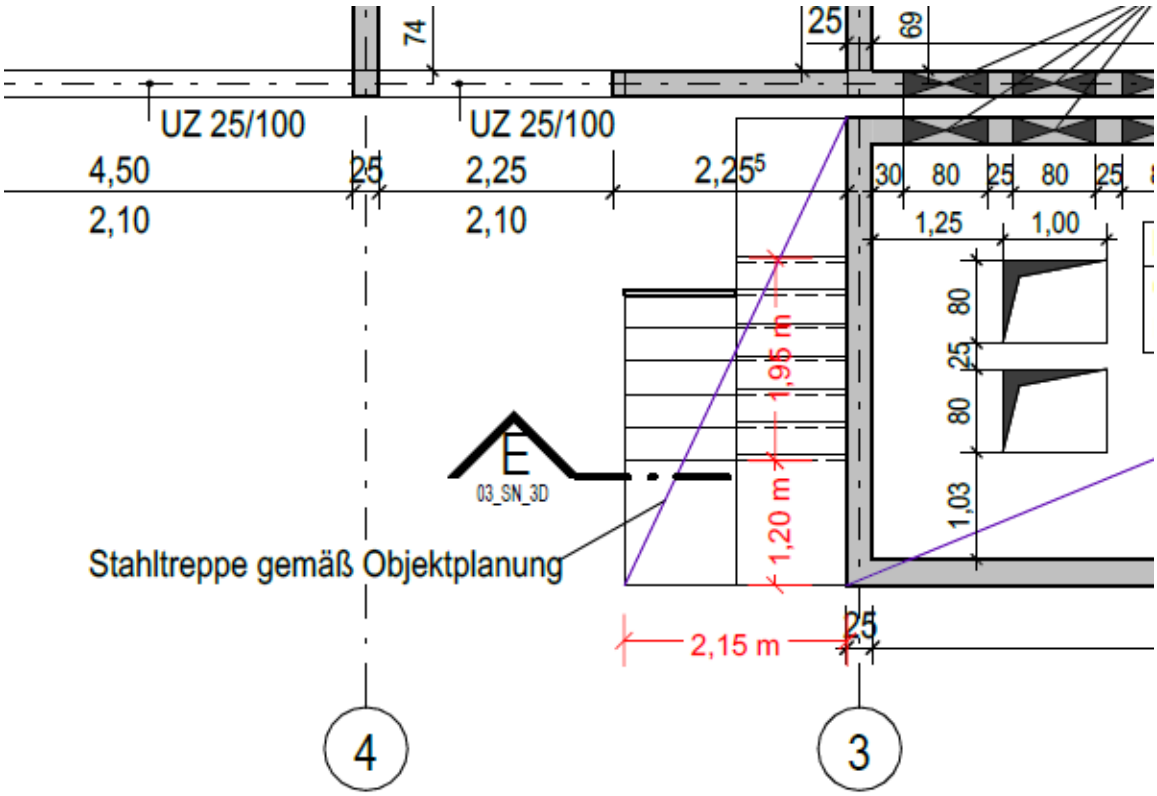
Ausschnitt Schnitt C-C

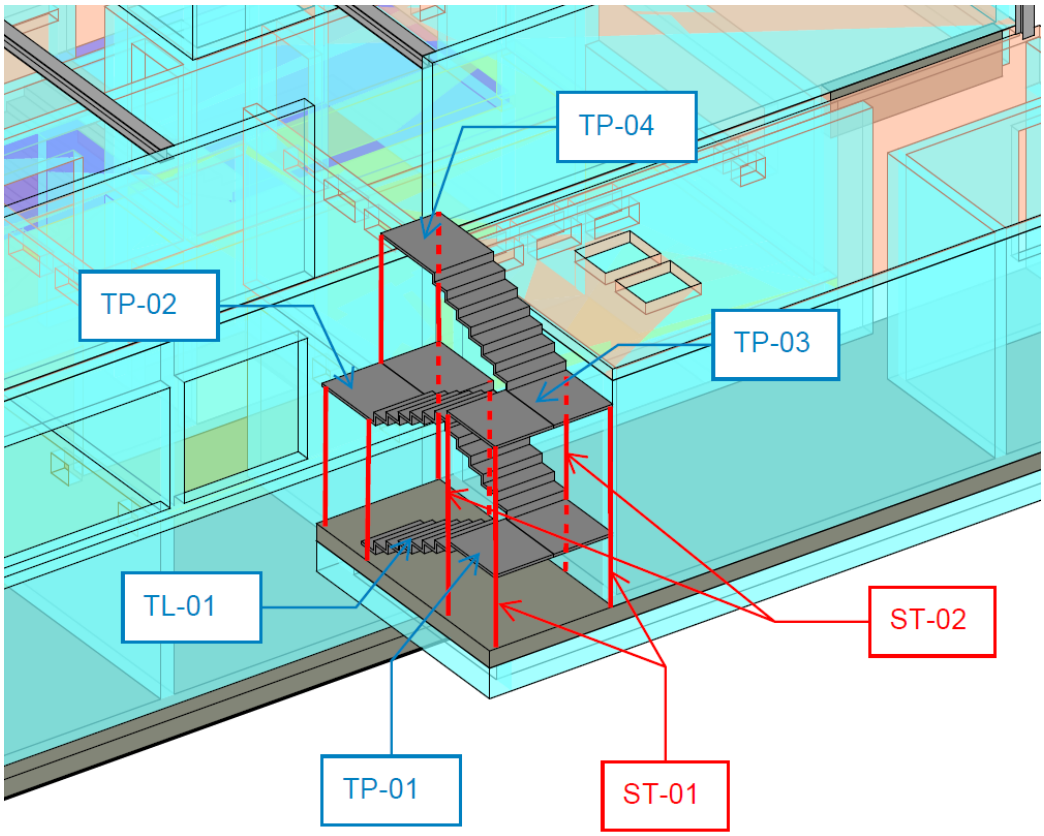


Einwirkungen:

Eigengewicht:	$g_{k,1}$ =	1,50 kN/m²	Annahme nur für Lastabtrag auf Bodenplatte
Nutzlast:	$q_{k,1}$ =	5,00 kN/m²	(Vorhaltung für Kat. T2, Tab. 6.1DE)
Einzellast:	Q_k =	2,00 kN	

Werden mit folgenden Abmessungen ermittelt:





Aus TL-01:

$G_{k,1}$ = 1,50 kN/m² x (1,95 + 2,15) / 2 = 3,1 kN auf ST-02

$Q_{k,1}$ = 5,00 kN/m² x (1,95 + 2,15) / 2 = 10,3 kN auf ST-02

Aus TP-01 bis TP-03:

$G_{k,1}$ = 1,50 kN/m² x (1,20 + 2,15) / 4 = 1,3 kN pro Stütze

$Q_{k,1}$ = 5,00 kN/m² x (1,20 + 2,15) / 4 = 4,2 kN pro Stütze

Ansatz auf Bodenplatte:

$G_{k,1}$ = 1,3 kN x 2 = = 2,6 kN aus ST-01

$Q_{k,1}$ = 4,2 kN x 2 = = 8,4 kN aus ST-01

$G_{k,1}$ = (3,1 kN + 1,3 kN) x 2 = = 8,8 kN aus ST-02

$Q_{k,1}$ = (10,3 kN + 4,2 kN) x 2 = = 29,0 kN aus ST-02

Restlichen Stützen auf Gebäudeseite:

Ansatz wie ST-01 bzw. ST-02 sichere Seite.

Position: 10 Konstruktiver Brandschutz

Inhaltsverzeichnis

10.1 Grundlagen des Brandschutzes 1
10.1.1 Allgemeines 1
10.1.2 Begriffe 2
10.1.3 Allgemeine Anforderungen 3
10.1.4 Besondere Anforderungen 4

10.2 Brandschutznachweis / Bauteileinstufung 1
10.2.1 Stahlbetonbauteile 1
10.2.1.1 Betondeckung 1
10.2.1.2 Stahlbetonbalken 3
10.2.1.3 Stahlbetonkonsolen 6
10.2.1.4 Stahlbetonplatten 8
10.2.1.5 Stahlbetonstützen 10
10.2.1.6 Stahlbetonwände 11
10.2.1.7 Mauerwerkswände 14
10.2.2 Stahlbauteile 18

10.1 Grundlagen des Brandschutzes

10.1.1 Allgemeines

Alle Brandschutzmaßnahmen sollen das Entstehen und die Ausbreitung von Bränden verhindern, die Brandbekämpfung ermöglichen und die Rettung von Menschen sicherstellen. In diesem Zusammenhang ist insbesondere der konstruktive Brandschutz der tragenden Bauteile von Wichtigkeit, da dieser im Falle eines Brandes die ausreichende Standsicherheit der tragenden Bauteile gewährleisten und damit die Rettung von Personen ermöglichen soll.

Die Grundlagen des konstruktiven Brandschutznachweises stellen folgende Normenwerke:

- DIN EN 1992-1-2 + NA - "Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall inkl. NA"

- DIN EN 1993-1-2 + NA - " Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall inkl. NA"

- DIN 4102, Teil 4, Ausgabe 4/94 – „Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen“ in Verbindung mit der DIN 4102-4/A1, Ausgabe November 2004 - "Änderungen A1" und der DIN 4102-22, Ausgabe November 2004 - "Anwendungsnorm zu DIN 4102-4 auf der Basis von Teilsicherheitsbeiwerten"

Weiterhin gelten die Forderungen der Landesbauordnung BauOBln, sowie das Brandschutzkonzept von der PEB – Planungsgruppe Energie & Brandschutz vom 28.03.2023.

10.1.2 Begriffe

Baustoffe werden nach den Anforderungen an ihr Brandverhalten unterschieden in nichtbrennbare Baustoffe der Klasse A und brennbare Baustoffe der Klasse B. Die Details hierzu regelt DIN 4102, Teil 1, Tabelle 1:

Baustoffklasse	Bauaufsichtliche Benennung
A A1 A2	nicht brennbare Stoffe zulässig sind geringe Mengen organischer (A1) oder brennbarer Substanzen (A2)
B B1 B2 B3	brennbare Baustoffe schwerentflammbare Baustoffe normalentflammbare Baustoffe leichtentflammbare Baustoffe (verboten!)

Entsprechend der Zeit, die Bauteile dem Feuer standhalten können ohne zerstört zu werden, sind sie nach DIN EN 13501-2 (bzw. alt DIN 4102-2) in verschiedenen Feuerwiderstandsklassen zugeordnet:

Forderungen gemäß Bauordnung	erfüllt durch Nachweis nach DIN EN 1992-1-2, DIN 4102 Teil 2 bzw. DIN 4102 Teil 4
feuerhemmend	Feuerwiderstandsklassen R30, REI30 (F30)
hochfeuerhemmend	Feuerwiderstandsklassen R60, REI60 (F60)
feuerbeständig	Feuerwiderstandsklasse R90, REI90 (F90)
Feuerwiderstandsfähigkeit 120 min.	Feuerwiderstandsklasse R120, REI120 (F120)
Brandwand	Feuerwiderstandsklasse REI90-M

Brandwände müssen nicht nur die Anforderung „feuerbeständig“ (R 90) erfüllen, sondern am Ende der Prüfdauer von 90 Minuten noch in der Lage sein, Stoßlasten aufzunehmen (siehe hierzu auch DIN EN 1992-1-2).

10.1.3 Allgemeine Anforderungen

Brandschutzanforderungen an Bauteile sind in den Bauordnungen der Bundesländer und nicht in Normen festgelegt. Neben den Landesbauordnungen müssen auch die zugehörigen Durchführungsverordnungen eingehalten werden. Die Vorschriften der Länder unterscheiden sich in Details.

Die bauordnungsrechtlichen Anforderungen orientieren sich an 5 definierten Gebäudeklassen. Wesentliche Kriterien für die Einteilung eines Gebäudes in eine Gebäudeklasse sind:

- die Anzahl der Nutzungseinheiten,
- die Größe von Nutzungseinheiten und
- die Höhe der Lage des Fußbodens des höchstgelegenen Geschosses, in dem ein Aufenthaltsraum möglich ist.

Gemäß Brandschutzkonzept wird das Gebäude in die Gebäudeklasse 3 eingestuft.

Alle materiellen Brandschutzanforderungen an Gebäude der Gebäudeklassen 1 bis 5 sowie die konkreten Mindestanforderungen an die einzelnen Bauteile können der Tabelle Brandschutzanforderungen auf den folgenden Seiten entnommen werden.

10.1.4 Besondere Anforderungen

Das geplante Gebäude weist ein Erdgeschoss und ein Untergeschoss auf.

Im Einzelnen werden im Brandschutzkonzept folgende Anforderungen an die tragenden Bauteile gestellt:

EG:

Tragende Wände und Stützen:	feuerhemmend und aus nichtbrennbaren Baustoffen (F30-A)
Dachdecken:	feuerhemmend und aus nichtbrennbaren Baustoffen (F30-A)
Treppen:	feuerhemmend und aus nichtbrennbaren Baustoffen (F30-A)

UG:

Tragende Wände und Stützen:	feuerbeständig und aus nichtbrennbaren Baustoffen (F90-A)
Decken:	feuerbeständig und aus nichtbrennbaren Baustoffen (F90-A)
Treppen:	feuerhemmend und aus nichtbrennbaren Baustoffen (F30-A)

10.2 Brandschutznachweis / Bauteileinstufung

10.2.1 Stahlbetonbauteile

Definition der in den nachfolgenden Nachweisen verwendeten Abmessungen DIN EN 1992-1-2 Bild 5.2:

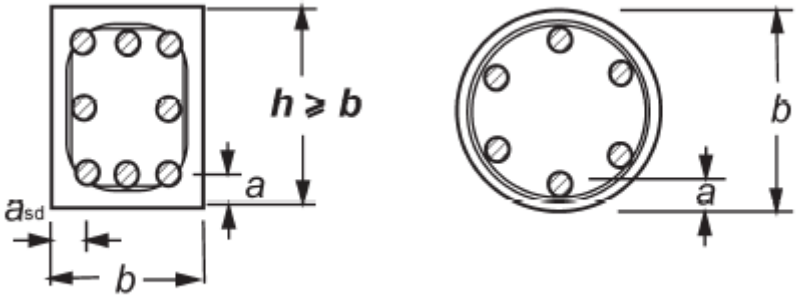


Bild 5.2: Bauteilquerschnitte mit Achsabstand *a*

10.2.1.1 Betondeckung

Die Betondeckung c_{nom} ist der minimale Abstand zwischen einer Bewehrungsoberfläche zur nächstgelegenen Betonoberfläche (einschließlich vorhandener Bügel, Haken oder Oberflächenbewehrung). Sie ist definiert als die Summe aus der Mindestbetondeckung c_{min} und dem Vorhaltemaß Δc_{dev}:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Der Bemessung von Stahlbetonbauteilen ist der größere Wert der Betondeckung c_{min}, der sich aus den Verbund- bzw. Dauerhaftigkeitsanforderungen ergibt, zugrunde zu legen:

$$c_{\min} = \max\left\{\begin{array}{c} c_{\min,b} \\ c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} \\ 10\,mm \end{array}\right\}$$

Die **Mindestbetondeckung** c_{min}, die sich aus den Parametern nach DIN EN 1992-1-1, Tabelle 4.2 bzw. Tabelle 4.4DE ergibt, muss eingehalten werden, um:

- Verbundkräfte sicher zu übertragen,
- einbetonierten Stahl vor Korrosion zu schützen,
- den erforderlichen Feuerwiderstand nach DIN EN 1992-1-2 zu gewährleisten.

Tabelle 4.2 — Mindestbetondeckung, $c_{min,b}$, Anforderungen zur Sicherstellung des Verbundes

Verbundbedingung	
Art der Bewehrung	**Mindestbetondeckung $c_{min,b}$** [1)]
Betonstabstahl	Stabdurchmesser
Stabbündel	Vergleichsdurchmesser (ϕ_n)(siehe 8.9.1)

1) Ist der Nenndurchmesser des Größtkorns der Gesteinskörnung größer als 32 mm, ist in der Regel $c_{min,b}$ um 5 mm zu erhöhen.

Tabelle 4.4DE — Mindestbetondeckung $c_{min,dur}$ – Anforderungen an die Dauerhaftigkeit von Betonstahl nach DIN 488

Dauerhaftigkeitsanforderung für $c_{min,dur}$ mm							
Anforderungsklasse	**Expositionsklasse nach Tabelle 4.1**						
	(X0)	**XC1**	**XC2 XC3**	**XC4**	**XD1 XS1**	**XD2 XS2**	**XD3 XS3**
S3 → $c_{min,dur}$	(10)	10	20	25	30	35	40
$\Delta c_{dur,\gamma}$	0				+10	+5	0

Zur Berücksichtigung von unplanmäßigen Abweichungen muss die Mindestbetondeckung um das **Vorhaltemaß** Δc_{dev} nach DIN EN 1992-1-1/NA wie folgt erhöht werden:

NDP Zu 4.4.1.3 (1)P

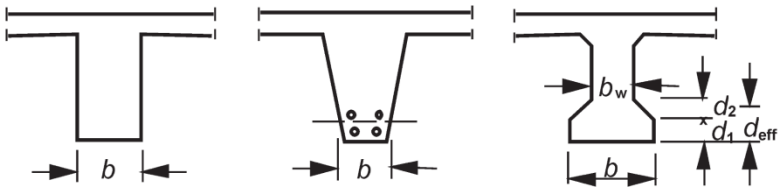
— für Dauerhaftigkeit mit $c_{min,dur}$ nach 4.4.1.2 (5): Δc_{dev} = 15 mm (außer für XC1: Δc_{dev} = 10 mm)

— für Verbund mit $c_{min,b}$ nach 4.4.1.2 (3): Δc_{dev} = 10 mm

Zur Festlegung von Mindestbetondeckung c_{min} und Vorhaltemaß Δc_{dev} für die einzelnen Bauteile, **siehe Pos. 1 Absatz 3.3.6**.

10.2.1.2 Stahlbetonbalken

Nach DIN EN 1992-1-2, Abs. 5.6, gelten für Stahlbetonbalken folgende Anforderungen:



(a) Konstante Breite (b) Veränderliche Breite (c) I-Querschnitt

Bild 5.4: Definition der Maße für verschiedene Balkenquerschnitte

Tabelle 5.5: Mindestmaße und -achsabstände für statisch bestimmt gelagerte Balken aus Stahlbeton und Spannbeton

Feuerwiderstandsklasse	Mindestmaße (mm)						
	Mögliche Kombinationen von a und b_{min}, dabei ist a der mittlere Achsabstand und b_{min} die Mindestbalkenbreite				Stegdicke b_w		
					Klasse WA	Klasse WB	Klasse WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	b_{min} = 80 a = 25	120 20	160 15*	200 15*	80	80	80
R 60	b_{min} = 120 a = 40	160 35	200 30	300 25	100	80	100
R 90	b_{min} = 150 a = 55	200 45	300 40	400 35	110	100	100
R 120	b_{min} = 200 a = 65	240 60	300 55	500 50	130	120	120
R 180	b_{min} = 240 a = 80	300 70	400 65	600 60	150	150	140
R 240	b_{min} = 280 a = 90	350 80	500 75	700 70	170	170	160
$a_{sd} = a + 10$ mm (siehe Anmerkung unten)							

Bei Spannbetonbalken sollte der Achsabstand entsprechend 5.2 (5) vergrößert werden.

a_{sd} ist der seitliche Achsabstand der Eckstäbe (bzw. des -spannglieds oder -drahts) in Balken mit nur einer Bewehrungslage. Für größere b_{min}-Werte als die nach Spalte 4 ist eine Vergrößerung von a_{sd} nicht erforderlich.

* Normalerweise reicht die nach EN 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.

Tabelle 5.6: Mindestmaße und -achsabstände für statisch unbestimmt gelagerte Balken (Durchlaufbalken) aus Stahlbeton und Spannbeton (siehe auch Tabelle 5.7)

Feuerwiderstandsklasse	Mindestmaße (mm)						
	Mögliche Kombinationen von a und b_{min}, dabei ist a der mittlere Achsabstand und b_{min} die Balkenbreite				Stegdicke b_w		
					Klasse WA	Klasse WB	Klasse WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	b_{min} = 80 a = 15*	160 12*			80	80	80
R 60	b_{min} = 120 a = 25	200 12*			100	80	100
R 90	b_{min} = 150 a = 35	250 25			110	100	100
R 120	b_{min} = 200 a = 45	300 35	450 35	500 30	130	120	120
R 180	b_{min} = 240 a = 60	400 50	550 50	600 40	150	150	140
R 240	b_{min} = 280 a = 75	500 60	650 60	700 50	170	170	160
$a_{sd} = a + 10$ mm (siehe Anmerkung unten)							

Für Spannbetonbalken sollte der Achsabstand entsprechend 5.2 (5) vergrößert werden.

a_{sd} ist der seitliche Achsabstand der Eckstäbe (bzw. des -spannglieds oder -drahts) in Balken mit nur einer Bewehrungslage. Für größere b_{min}-Werte als die nach Spalte 3 ist eine Vergrößerung von a_{sd} nicht erforderlich.

* Normalerweise reicht die nach EN 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.

Tabelle 5.7: Stahlbeton- und Spannbetondurchlaufbalken mit I-Querschnitt; vergrößerte Balkenbreite und Stegdicke für die Bedingungen entsprechend 5.6.3 (6)

Feuerwiderstandsklasse	Mindestbalkenbreite b_{min} (mm) und Mindeststegdicke b_w (mm)
1	2
R 120	220
R 180	380
R 240	480

Vierseitig brandbeanspruchte Balken

(1) Die Tabellen 5.5, 5.6 und 5.7 können angewendet werden, jedoch darf

– die Höhe des Balkens nicht kleiner sein als die für die betreffende Feuerwiderstandsdauer erforderliche Mindestbreite und

– die Querschnittsfläche des Balkens nicht kleiner sein als

$$A_c = 2b_{min}^2 \qquad (5.12)$$

Dabei ist

b_{min} aus den Tabellen 5.5 bis 5.7 zu nehmen.

Nachweise nach DIN EN 1992-1-2

1. Nachweis der Mindestbreite:

- statisch bestimmt gelagerte Balken, Tabelle 5.5
- Balken/UZ

Mindestbalkenbreite b ≥ 20 cm > b_{min} = 8 cm (R 30)

2. Nachweis der Mindestabstände:

Balkenbreite:	b	=	20 cm		
Betondeckung:	c_{nom}	=	3,0 cm	(vgl. Pos. 1 / 3.3.6)	
Bügeldurchmesser:	$d_{Bügel}$	≥	1,0 cm		
Stabdurchmesser:	d_{Stab}	≥	1,4 cm		
Bewehrung:	einlagig				
Abstände:	a_{vorh}	=	4,7 cm	>	a_{min} = 1,5 cm

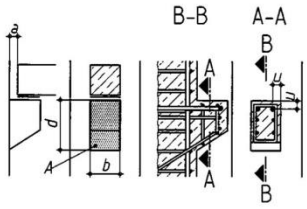
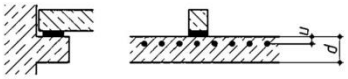
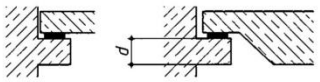
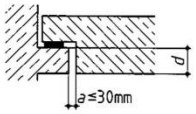
3. Nachweis für vierseitige Brandbeanspruchung:

Balkenhöhe:	h	≥	40 cm	>	b_{min} = 8 cm (R 30)
Balkenquerschnitt:	Ac	=	800 cm²	>	$2 \cdot b_{min}^2$ = 128 cm²

10.2.1.3 Stahlbetonkonsolen

Da in DIN EN 1992-1-2 keine Anforderungen für Stahlbetonkonsolen ausgewiesen sind, kommen nachfolgend die Vorgaben nach DIN 4102, Teil 4, Abs. 3.2 zur Anwendung:

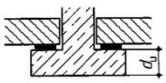
Tabelle 5: Mindestdicken und Mindestachsabstände von Stahlbetonkonsolen

Zeile	Konstruktionsmerkmale	Feuerwiderstandsklasse-Benennung				
		F 30-A	F 60-A	F 90-A	F 120-A	F 180-A
1	Stahlbetonkonsolen in Verbindung mit Stützen  					
1.1	Mindestbreite b in mm sowie Mindesthöhe d in mm am Anschnitt zur Stütze	110	120	170	240	320
1.2	Mindestquerschnittsfläche A am Anschnitt zur Stütze	2 b^2; b siehe Zeile 1.1				
1.3	Mindestachsabstand u[1)][2)] der Zugbewehrung					
1.3.1	bei einer Konsolenbreite b in mm von u in mm	110 25	≤ 120 40	≤ 170 55[3)]	≤ 240 65[3)]	≤ 320 80[3)]
1.3.2	bei einer Konsolenbreite b in mm von u in mm	≥ 200 18	≥ 300 25	≥ 400 35	≥ 500 45	≥ 600 60[3)]
2	Stahlbetonkonsolen (Kragplatten) in Verbindung mit Wänden					
2.1	bei 3seitiger Brandbeanspruchung  					
2.1.1	Mindesthöhe d mm	100[4)]	120	150	200	240
2.1.2	Mindestachsabstand u mm	10	25	35	45	60[3)]
2.2	bei 2seitiger Brandbeanspruchung  					
2.2.1	Mindesthöhe d mm	100	100	100	120	150
2.2.2	Mindestachsabstand u (siehe Zeile 2.1)	[7)]				
2.3	bei 1seitiger Brandbeanspruchung[6)]  					
2.3.1	Mindesthöhe d[6)] mm	80[5)]	80[5)]	80	100	130
2.3.2	Mindestachsabstand u (siehe Zeile 2.1)	[7)]				

[1)] bis [7)] siehe Seite 13.

(fortgesetzt)

Tabelle 5: (abgeschlossen)

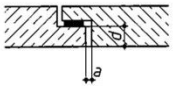
Zeile	Konstruktionsmerkmale	Feuerwiderstandsklasse-Benennung				
		F 30-A	F 60-A	F 90-A	F 120-A	F 180-A
3	Stahlbetonkonsolen in Verbindung mit Balken 					
3.1	Mindestdicke d_u	$d_u \geq d$ nach den Zeilen 2 bis 2.3.2, sofern für Spannbetonbalken nach Tabelle 3 keine größeren Dicken gefordert werden				
3.2	Mindestachsabstand u					
3.2.1	bei 3seitiger Brandbeanspruchung (vergleiche Zeile 2.1)	nach den Abschnitten 3.2 bis 3.3				
3.2.2	bei 1- bis 2seitiger Brandbeanspruchung (vergleiche Zeile 2.2 bis 2.3)					
3.2.2.1	seitlich und unten	nach den Abschnitten 3.2 bis 3.3				
3.2.2.2	an der Oberseite, die voll abgedeckt wird	siehe DIN 1045				
3.3	Sonstige Randbedingungen für den Balken	nach den Abschnitten 3.2 bis 3.3				

[1]) Zwischen den u-Werten der Zeilen 1.3.1.1 und 1.3.2.1 darf in Abhängigkeit von der Konsolenbreite b geradlinig interpoliert werden.

[2]) Werden Stahlbetonbauteile auf den Konsolen so aufgelagert, daß die Konsolenoberfläche voll abgedeckt ist, braucht der Achsabstand der Konsolbewehrung zur Oberseite nur die nach DIN 1045 vorgeschriebenen Maße zu besitzen; eine Fuge zwischen Stütze und aufgelagertem Bauteil mit $a \leq 30$ mm darf dabei unberücksichtigt bleiben.

[3]) Bei einer Betondeckung $c > 50$ mm ist eine Schutzbewehrung nach Abschnitt 3.1.5 erforderlich.

[4]) und [5]) Bei Betonfeuchtegehalten, angegeben als Massenanteil, > 4% (siehe Abschnitt 3.1.7) sowie bei Konsolen mit sehr dichter Bügelbewehrung (Stababstände < 100 mm) muß die Mindesthöhe bei [4]) $d \geq 120$ mm und bei [5]) $d \geq 100$ mm sein.

[6]) Die Angaben von Zeile 2.3 gelten auch für Konsolen in Verbindung mit Platten nach nebenstehender Skizze. 

[7]) Bezüglich c: Mindestwerte nach DIN 1045.

Nachweise nach DIN 4102, Teil 4

Der Achsabstand *u* nach DIN 4102 entspricht dem Wert *a* nach DIN EN 1992-1-2, Bild 5.2.

Treppenläufe / Podeste: Hier nur Beispielhaft

- einseitige Brandbeanspruchung nach Tabelle 5, Zeile 2.3:

Konsolhöhe d = 11 cm > d_{min} = 8 cm (F 30-A)

Bügeldurchmesser:	$d_{Bügel}$	=	0,0 cm
Stabdurchmesser:	d_{Stab}	=	0,6 cm
Betondeckung:	c_{nom}	=	2,0 cm

→ u = 2,0 + 0,0 + 0,6/2 = 2,3 cm > u_{min} = 1,8 cm

10.2.1.4 Stahlbetonplatten

DIN EN 1992-1-2, Abs. 5.7, Tabelle 5.8 enthält für statisch bestimmt gelagerte Platten Mindestachsabstände für die Feuerwiderstandsklassen R 30 bis R 240. In zweiachsig gespannten Platten bezeichnet *a* den Achsabstand der Bewehrungsstäbe der unteren Lage. Die Zahlenwerte in Tabelle 5.8 (Spalten 2 und 4) gelten auch für einachsig und zweiachsig gespannte statisch unbestimmt gelagerte Platten (Durchlaufplatten).

Tabelle 5.8: Mindestmaße und -achsabstände für statisch bestimmt gelagerte, einachsig und zweiachsig gespannte Stahlbeton- und Spannbetonplatten

Feuerwiderstandsklasse	Mindestabmessungen (mm)			
	Plattendicke h_s (mm)	Achsabstand a		
		einachsig	zweiachsig	
			$l_y/l_x \le 1{,}5$	$1{,}5 < l_y/l_x \le 2$
1	2	3	4	5
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

l_x und l_y sind die Spannweiten einer zweiachsig gespannten Platte (beide Richtungen rechtwinklig zueinander), wobei l_y die längere Spannweite ist.

Bei Spannbetonplatten ist die Vergrößerung des Achsabstandes entsprechend 5.2 (5) zu beachten.

Der Achsabstand *a* in den Spalten 4 und 5 gilt für zweiachsig gespannte Platten, die an allen vier Rändern gestützt sind. Trifft das nicht zu, sind die Platten wie einachsig gespannte Platten zu behandeln.

* Normalerweise reicht die nach EN 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.

Tabelle 5.9: Mindestmaße und Achsabstände für Flachdecken aus Stahlbeton und Spannbeton

Feuerwiderstandsklasse	Mindestmaße (mm)	
	Plattendicke h_s	Achsabstand a
1	2	3
REI 30	150	10*
REI 60	180	15*
REI 90	200	25
REI 120	200	35
REI 180	200	45
REI 240	200	50

* Normalerweise reicht die nach EN 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.

Nachweise nach DIN EN 1992-1-2

1. Nachweis der Mindestplattendicke (sichere Seite als Flachdecke):

Plattendicke vorh. $h_s \geq 20$ cm $\geq h_{min} = 10$ cm (REI 90)

2. Nachweis des Achsabstands der Bewehrung (statisch bestimmt):

Betondeckung: $c_{nom} = 3{,}0$ cm (vgl. Pos. 1 / 3.3.6)
Stabdurchmesser: $d_{Stab} \geq 1{,}2$ cm

$\rightarrow$ $a = 3{,}0 \text{ cm} + 0{,}6 \text{ cm} = 3{,}6 \text{ cm} > a_{min} = 3{,}0$ cm (REI 90)

10.2.1.5 Stahlbetonstützen

Anforderungen nach DIN EN 1992-1-2, Abs. 5.3:

Tabelle 5.2a: Mindestquerschnittsabmessungen und Achsabstände von Stützen mit Rechteck- oder Kreisquerschnitt

Feuerwider-standsklasse	Mindestmaße (mm) Stützenbreite b_{min}/Achsabstand a			
	brandbeansprucht auf mehr als einer Seite			brandbeansprucht auf einer Seite
	$\mu_{fi} = 0{,}2$	$\mu_{fi} = 0{,}5$	$\mu_{fi} = 0{,}7$	$\mu_{fi} = 0{,}7$
1	2	3	4	5
R 30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R 60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R 90	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40**	155/25
R 120	250/40 350/35	350/45** 450/40**	350/57** 450/51**	175/35
R 180	350/45**	350/63**	450/70**	230/55
R 240	350/61**	450/75**	–	295/70

** Mindestens 8 Stäbe
Bei vorgespannten Stützen ist die Vergrößerung des Achsabstandes nach 5.2 (5) zu beachten.

ANMERKUNG Tabelle 5.2a berücksichtigt den Wert für $\alpha_{cc} = 1{,}0$.

Der Brandschutznachweis für die Innen- und Außenstützen erfolgt als Heißnachweis im Rahmen der Stützenbemessung mit dem Programm Friedrich + Lochner.

Die Betondeckung nach DIN EN 1992-1-1 wird eingehalten:

Betondeckung auf Bügelbewehrung: c_v = 3,0 cm (vgl. Pos. 1 / 3.3.6)

10.2.1.6 Stahlbetonwände

Für nichttragende, raumabschließende Wände darf die Mindestdicke nicht kleiner sein als in DIN EN 1992-1-2, Abs. 5.4, Tabelle 5.3 angegeben. Forderungen an den Achsabstand werden nicht gestellt.

Tabelle 5.3: Mindestwanddicke nichttragender, raumabschließende Trennwände

Feuerwiderstandsklasse	Mindestwanddicke (mm)
1	2
EI 30	60
EI 60	80
EI 90	100
EI 120	120
EI 180	150
EI 240	175

Ein anforderungsgerechter Feuerwiderstand tragender Stahlbetonwände kann mit den Zahlenwerten in DIN EN 1992-1-2, Abs. 5.4, Tabelle 5.4 nachgewiesen werden.

Tabelle 5.4: Mindestdicke und -achsabstände für tragende Betonwände

Feuerwiderstandsklasse	Mindestmaße (mm) Wanddicke/Achsabstand für			
	$\mu_{fi} = 0{,}35$		$\mu_{fi} = 0{,}7$	
	Brandbeanspruchung auf einer Seite	Brandbeanspruchung auf zwei Seiten	Brandbeanspruchung auf einer Seite	Brandbeanspruchung auf zwei Seiten
1	2	3	4	5
REI 30	100/10*	120/10*	120/10*	120/10*
REI 60	110/10*	120/10*	130/10*	140/10*
REI 90	120/20*	140/10*	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/40	200/45	210/50	270/55
REI 240	230/55	250/55	270/60	350/60

* Normalerweise reicht die nach EN 1992-1-1 erforderliche Betondeckung.

ANMERKUNG Für die Definition von μ_{fi} siehe 5.3.2 (3).

Damit übermäßige thermische Verformungen mit nachfolgendem Verlust des Raumabschlusses zwischen Wand und Deckenplatte vermieden werden, sollte das Verhältnis von lichter Wandhöhe zu Wanddicke nach DIN EN 1992-1-2, Abs. 5.4.1 (3) nicht größer als 40 sein. Dies gilt sowohl für tragende als auch für nichttragende Stahlbetonwände.

Definition des Ausnutzungsgrads μ_{fi} nach DIN EN 1992-1-2, Abs. 5.3.2 (3):

(3) Der Ausnutzungsgrad im Brandfall μ_{fi} wird nach Gleichung (5.6) ermittelt. Mindestquerschnittswerte und Achsabstände von Stützen in Abhängigkeit von μ_{fi}, sind in der Tabelle 5.2a dargestellt.

$$\mu_{fi} = N_{Ed.fi}/N_{Rd} \qquad (5.6)$$

Dabei ist

$N_{Ed.fi}$ der Bemessungswert der Längskraft im Brandfall;

N_{Rd} der Bemessungswert der Tragfähigkeit der Stütze bei Normaltemperatur.

N_{Rd} wird nach EN 1992-1-1 mit γ_m für Normaltemperatur sowie unter Berücksichtigung von Verformungseinflüssen infolge Theorie II. Ordnung und einer Lastausmitte in der Größe der Ausmitte von $N_{Ed.fi}$ berechnet.

ANMERKUNG 1 Als Näherung kann der Reduktionsfaktor η_{fi} anstelle von μ_{fi} für den Bemessungswert der Belastung (siehe 2.4.2) genommen werden, weil η_{fi} davon ausgeht, dass die Stütze bei der Bemessung bei Normaltemperatur voll ausgelastet ist.

Definition des Reduktionsfaktors η_{fi} nach DIN EN 1992-1-2, Abs. 2.4.2:

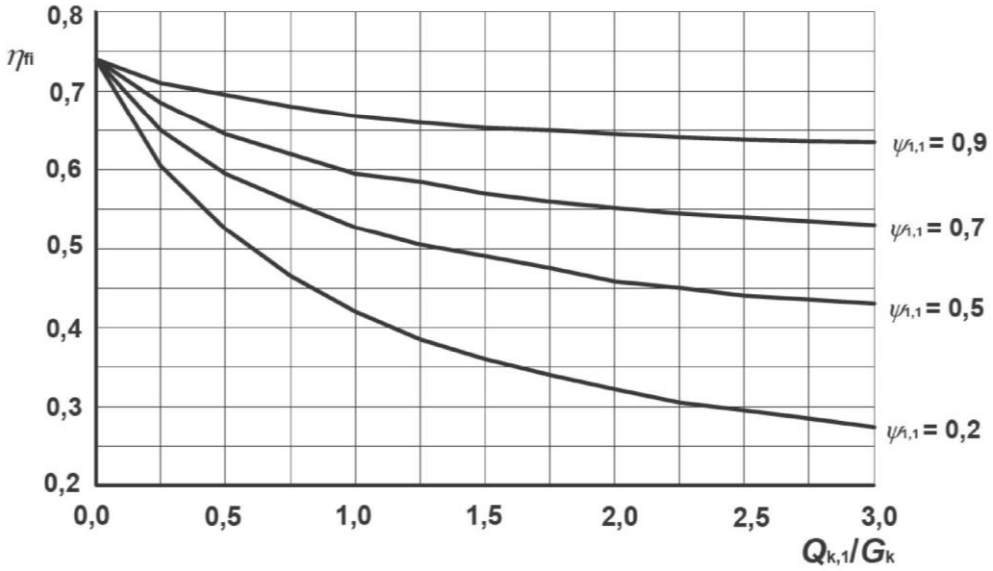


Bild 2.1: Veränderung des Reduktionsfaktors η_{fi} als Funktion der Einwirkungen $Q_{k,1}/G_k$

ANMERKUNG 1 Bild 2.1 zeigt den Reduktionsfaktor η_{fi} nach Gleichung 2.5 in Abhängigkeit vom Verhältnis der Einwirkungen $Q_{k,1}/G_k$ mit unterschiedlichen Werten von $\psi_{1,1}$, wobei für $\gamma_{GA} = 1{,}0$, $\gamma_G = 1{,}35$ und $\gamma_Q = 1{,}5$ angenommen wurden. Die Gleichungen (2.5a) und (2.5b) ergeben geringfügig größere Werte. Empfohlene Werte für die Teilsicherheitsbeiwerte werden in den zuständigen Nationalen Anhängen von EN 1990 gegeben.

ANMERKUNG 2 Als Vereinfachung kann der empfohlene Wert $\eta_{fi} = 0{,}7$ verwendet werden.

Nachweise nach DIN EN 1992-1-2

Nach Abs. 5.3.2 (3), **Anmerkung 1** bzw. Abs. 2.4.2, **Anmerkung 2** wird der Ausnutzungsgrad der Wände zu $\mu_{fi} = \eta_{fi} = 0{,}7$ angesetzt.

Tragende Wände, brandbeansprucht auf zwei Seiten (Tabelle 5.4, Spalte 5):

Mindestwanddicke:	d ≥ 25 cm	>	d_{min} = 12 cm (< REI 90)
lichte Höhe (EG):	h	=	318 cm
Betondeckung beidseitig:	c_{nom}	=	3,0 cm
Mindeststabdurchmesser:	d_{Stab}	=	1,0 cm

→ a = 3,0 cm + 0,5 cm = 3,5 mm > a_{min} = 2,5 cm (< REI 90)

→ h/d = 318/24 = 12,7 < zul. h/d = 40

10.2.1.7 Mauerwerkswände

Anforderungen nach DIN EN 1996-1-2, Abs. 4.5 in Verbindung mit Anhang B

DIN EN 1996-1-2:2011-04
EN 1996-1-2:2005 + AC:2010 (D)

Tabelle N.B.2.2 — Kalksandstein-Mauerwerk — Mindestdicke tragender, raumabschließender einschaliger Wände (Kriterien REI) zur Einstufung in Feuerwiderstandsklassen

Zeilen Nr.	Materialeigenschaften: Steindruckfestigkeit f_b [N/mm²] Trockenrohdichte ρ [kg/m³]	Mindestwanddicke (mm) t_F zur Einstufung in die Feuerwiderstandsklasse REI in (Minuten) $t_{fi,d}$						
		30	45	60	90	120	180	240
1S	**Mauersteine der Gruppe 1S**							
1S.1	Normalmörtel $12 \le f_b \le 15$ $1\,700 \le \rho \le 2\,400$							
1S.1.1 1S.1.2	$\alpha \le 1{,}0$	90 (90)	90 (90)	90 (90)	100 (90/100)	100/170 (100/140)	170 (170)	140/190 (140/190)
1S.1.3 1S.1.4	$\alpha \le 0{,}6$	90 (90)	90 (90)	90 (90)	100 (90/100)	100/10 (100/140)	170 (170)	140/190 (140/190)
1S.2	Dünnbettmörtel $12 \le f_b \le 15$ $1\,700 \le \rho \le 2\,400$							
1S.2.1 1S.2.2	$\alpha \le 1{,}0$	90 (90)	90 (90)	90 (90)	100 (90/100)	100/170 (100/140)	170 (170)	140/190 (140/190)
1S.2.3 1S.2.4	$\alpha \le 0{,}6$	90 (90)	90 (90)	90 (90)	100 (90/100)	100/170 (100/140)	170 (170)	140/190 (140/190)
1	**Mauersteine der Gruppe 1**							
1.1	Normalmörtel $12 \le f_b \le 75$ $1\,400 \le \rho \le 2\,400$							
1.1.1 1.1.2	$\alpha \le 1{,}0$	90/100 (90/100)	90/100 (90/100)	90/100 (90/100)	100 (90/100)	140/200 (140)	190/240 (170/190)	190/240 (140)
1.1.3 1.1.4	$\alpha \le 0{,}6$	90/100 (90/100)	90/100 (90/100)	90/100 (90/100)	100 (100)	120/40 (100)	170/200 (140)	190/200 (140)
1.2	Dünnbettmörtel $12 \le f_b \le 75$ $1\,400 \le \rho \le 2\,400$							
1.2.1 1.2.2	$\alpha \le 1{,}0$	90/100 (90/100)	90/100 (90/100)	90/100 (90/100)	100 (90/100)	140/200 (140)	190/240 (170/190)	190/240 (140)
1.2.3 1.2.4	$\alpha \le 0{,}6$	90/100 (90/100)	90/100 (90/100)	90/100 (90/100)	100 (100)	120/40 (100)	170/200 (140)	190/200 (140)
2	**Mauersteine der Gruppe 2**							
2.1	Normalmörtel $6 \le f_b \le 35$ $700 \le \rho \le 1\,600$							
2.1.1 2.1.2	$\alpha \le 1{,}0$	100 (100)	100 (100)	100 (100)	100/140 (100)	200 (170)	240 (190)	nvg nvg
2.1.3 2.1.4	$\alpha \le 0{,}6$	100 (100)	100 (100)	100 (100)	100 (100)	140 (100)	200 (140)	nvg nvg
2.2	Dünnbettmörtel $6 \le f_b \le 35$ $700 \le \rho \le 1\,600$							
2.2.1 2.2.2	$\alpha \le 1{,}0$	100 (100)	100 (100)	100 (100)	100/140 (100)	200 (170)	240 (190)	nvg nvg
2.2.3 2.2.4	$\alpha \le 0{,}6$	100 (100)	100 (100)	100 (100)	100 (100)	140 (100)	200 (140)	nvg nvg

DIN EN 1996-1-2:2011-04
EN 1996-1-2:2005 + AC:2010 (D)

Tabelle N.B.2.3 — Kalksandstein-Mauerwerk — Mindestdicke tragender, nichtraumabschließender einschaliger Wände Länge ≥ 1,0 m (Kriterium R) zur Einstufung in Feuerwiderstandsklassen

Zeilen Nr.	Materialeigenschaften: Steindruckfestigkeit f_b [N/mm²] Trockenrohdichte ρ [kg/m³]	Mindestwanddicke (mm) t_F zur Einstufung in die Feuerwiderstandsklasse R in (Minuten) $t_{fi,d}$						
		30	45	60	90	120	180	240
1S	**Mauersteine der Gruppe 1S**							
1S.1	Normalmörtel $15 \le f_b \le 75$ $1\,700 \le \rho \le 2\,400$							
1S.1.1 1S.1.2	$\alpha \le 1{,}0$	100 (100)	100 (100)	100 (100)	100/140 (100)	200 (170)	240 (190)	nvg nvg
1S.1.3 1S.1.4	$\alpha \le 0{,}6$	100 (100)	100 (100)	100 (100)	100/140 (100)	170 (170)	200 (170)	nvg nvg
1S.2	Dünnbettmörtel $15 \le f_b \le 75$ $1\,700 \le \rho \le 2\,400$							
1S.2.1 1S.2.2	$\alpha \le 1{,}0$	100 (100)	100 (100)	100 (100)	100/140 (100)	200 (170)	240 (190)	nvg nvg
1S.2.3 1S.2.4	$\alpha \le 0{,}6$	100 (100)	100 (100)	100 (100)	100/140 (100)	170 (170)	200 (170)	nvg nvg
1	**Mauersteine der Gruppe 1**							
1.1	Normalmörtel $12 \le f_b \le 75$ $1\,400 \le \rho \le 2\,400$							
1.1.1 1.1.2	$\alpha \le 1{,}0$	100 (100)	100 (100)	100 (100)	140 (100)	200 (170)	240 (190)	nvg nvg
1.1.3 1.1.4	$\alpha \le 0{,}6$	100 (100)	100 (100)	100 (100)	100/140 (100)	170 (100)	200 (170)	nvg nvg
1.2	Dünnbettmörtel $12 \le f_b \le 75$ $1\,400 \le \rho \le 2\,400$							
1.2.1 1.2.2	$\alpha \le 1{,}0$	100 (100)	100 (100)	100 (100)	100/140 (100)	200 (170)	240 (190)	nvg nvg
1.2.3 1.2.4	$\alpha \le 0{,}6$	100 (100)	100 (100)	100 (100)	100/140 (100)	170 (100)	200 (170)	nvg nvg
2	**Mauersteine der Gruppe 2**							
2.1	Normalmörtel $6 \le f_b \le 35$ $700 \le \rho \le 1\,600$							
2.1.1 2.1.2	$\alpha \le 1{,}0$	100 (100)	100 (100)	100 (100)	140 (100)	200 (170)	240 (200)	nvg nvg
2.1.3 2.1.4	$\alpha \le 0{,}6$	100 (100)	100 (100)	100 (100)	140 (100)	170 (100)	200 (170)	nvg nvg
2.2	Dünnbettmörtel $6 \le f_b \le 35$ $700 \le \rho \le 1\,600$							
2.2.1 2.2.2	$\alpha \le 1{,}0$	100 (100)	100 (100)	100 (100)	140 (100)	200 (170)	240 (200)	nvg nvg
2.2.3 2.2.4	$\alpha \le 0{,}6$	100 (100)	100 (100)	100 (100)	140 (100)	170 (100)	200 (170)	nvg nvg

DIN EN 1996-1-2:2011-04
EN 1996-1-2:2005 + AC:2010 (D)

Tabelle N.B.2.4 — Kalksandstein-Mauerwerk — Mindestlänge tragender, nichtraumabschließender einschaliger Wände Länge < 1,0 m (Kriterium R) zur Einstufung in Feuerwiderstandsklassen

Zeilen Nr.	Materialeigenschaften: Steindruckfestigkeit f_b [N/mm²] Trockenrohdichte ρ [kg/m³]	Wanddicke [mm]	Mindestwandlänge (mm) l_F zur Einstufung in die Feuerwiderstandsklasse R in (Minuten) $t_{fi,d}$						
			30	45	60	90	120	180	240
1	**Mauersteine der Gruppen 1 und 2**								
1.1	Normalmörtel, Dünnbettmörtel $15 \le f_b \le 75$ $1\,700 \le \rho \le 2\,400$								
1.1.1 1.1.2	$\alpha \le 1{,}0$	100	490 (365)	630 (490)	630 (490)	990 (730)	1 000 (990)	1 000 nvg	1 000 nvg
1.1.3 1.1.4		140	365 (300)	490 (365)	490 (365)	730 (630)	990 (730)	1 000 nvg	1 000 nvg
1.1.5 1.1.6		150	365 (300)	490 (365)	490 (365)	730 (630)	990 (730)	1 000 nvg	1 000 nvg
1.1.7 1.1.8		170	240 (240)	240 (240)	240 (240)	300 (240)	300 (240)	490 (300)	nvg nvg
1.1.9 1.1.10		200	240 (240)	240 (240)	240 (240)	300 (240)	300 (240)	490 (300)	nvg nvg
1.1.11 1.1.12		240	170 (nvg)	170 (nvg)	170 (nvg)	240 (170)	240 (170)	365 nvg	nvg nvg
1.1.13 1.1.14		300	170	170	170	170	170	300 (200)	nvg nvg
1.1.15 1.1.16		365	nvg (100)	170 (nvg)	170 (nvg)	170 (nvg)	170 (nvg)	240 (nvg)	nvg nvg
1.1.17 1.1.18	$\alpha \le 0{,}6$	100	365 (300)	490 (365)	490 (365)	730 (615)	1 000 (990)	1 000 nvg	nvg nvg
1.1.19 1.1.20		140	300 (240)	300 (300)	300 (300)	615 (490)	730 (615)	990 (730)	nvg nvg
1.1.21 1.1.22		150	300 (240)	300 (300)	300 (300)	615 (490)	730 (615)	990 (730)	nvg nvg
1.1.23 1.1.24		170	240 (240)	240 (240)	240 (240)	240 (240)	240 (240)	365 (365)	nvg nvg
1.1.25 1.1.26		200	240 (240)	240 (240)	240 (240)	240 (240)	240 (240)	365 (365)	nvg nvg
1.1.27 1.1.28		240	170 nvg	170 nvg	170 nvg	170 nvg	170 nvg	300 nvg	nvg nvg
1.1.29 1.1.30		300	170 nvg	170 nvg	170 nvg	170 nvg	170 nvg	240 nvg	nvg nvg
1.1.31 1.1.32		365	170 nvg	170 nvg	170 nvg	170 nvg	170 nvg	170 nvg	nvg nvg

Hier nicht erforderlich, da keine Mauerwerkswände zum Einsatz kommen.

Nachweise nach DIN EN 1996-1-2, Anhang B

Der Nachweis des ausreichenden Feuerwiderstands erfolgt durch die Einhaltung von tabellierten Mindestwanddicken.

Wände

Die Mindestwanddicke für tragende raumabschließende und nichtraumabschließende einschalige Wände aus Kalksandstein-Mauerwerk beträgt 90 mm gemäß Tab. N.B.2.2 und N.B.2.3 unabhängig von Steindruckfestigkeit, Trockenrohdichte und Mörtelart bei maximaler Ausnutzung (α = 1,0)

Diese Wanddicke wird für alle tragenden Mauerwerkswände eingehalten.

Für das Mauerwerk aller tragenden Wände ist folgende Ausführung vorgesehen:
- Steindruckfestigkeit f_b = 12 N/mm²
- Trockenrohdichte ρ = 2000 kg/m³
- Normalmörtel MG IIa bzw, Dünnbettmörtel

Wandpfeiler (Wandlänge < 1,0 m)

Die Mindestpfeilerlänge für tragende, nichtraumabschließende einschalige Wände mit einer Wanddicke von 240 mm beträgt 170 mm gemäß Tab. N.B.2.4.

Dabei sind folgende Mindestwerte einzuhalten:
- Steindruckfestigkeit f_b = 12 N/mm²
- Trockenrohdichte ρ = 2000 kg/m³

Die o.g. Mindestpfeilerlänge wird für alle tragenden Mauerwerks-Wandpfeiler eingehalten.

Für das Mauerwerk aller tragenden Wandpfeiler (Wandlänge < 1,0 m) ist folgende Ausführung vorgesehen:
- Steindruckfestigkeit f_b = 12 N/mm²
- Trockenrohdichte ρ = 2000 kg/m³
- Normalmörtel MG IIa bzw, Dünnbettmörtel

10.2.2 Stahlbauteile

Es sind keine Stahlbauteile im Tragwerk vorgesehen, daher sind hier keine Nachweise erforderlich!

Kapitel: 11 Technikgebäude

Inhaltsverzeichnis

11.1 3D-Gesamtmodell 2

11.1.1 Allgemeines und Positionierung 2

11.1.2 Geometrie, System und Einwirkungen 4

11.1.3 Schnittgrößen und Bemessung 47

11.1.3.1 Allgemeines, Verformung, Bettungsspannung und Schnittlasten 47

11.1.3.2 Sicherstellung der Dauerhaftigkeit 73

11.1.3.3 Bemessung GZT und GZG 75

11.1.4 Hinweise zur Ausführungsplanung 125

11.1 3D-Gesamtmodell

11.1.1 Allgemeines und Positionierung

Eine allgemeine Erläuterung zum Tragwerk und weitergehende, hier nicht aufgeführte Angaben, zu z.B. Baustoffeigenschaften, Betonnachbehandlung, Bauablauf und weitere konstruktive Maßnahmen, sind der Pos. 1: Baubeschreibung Tragwerk zu entnehmen.

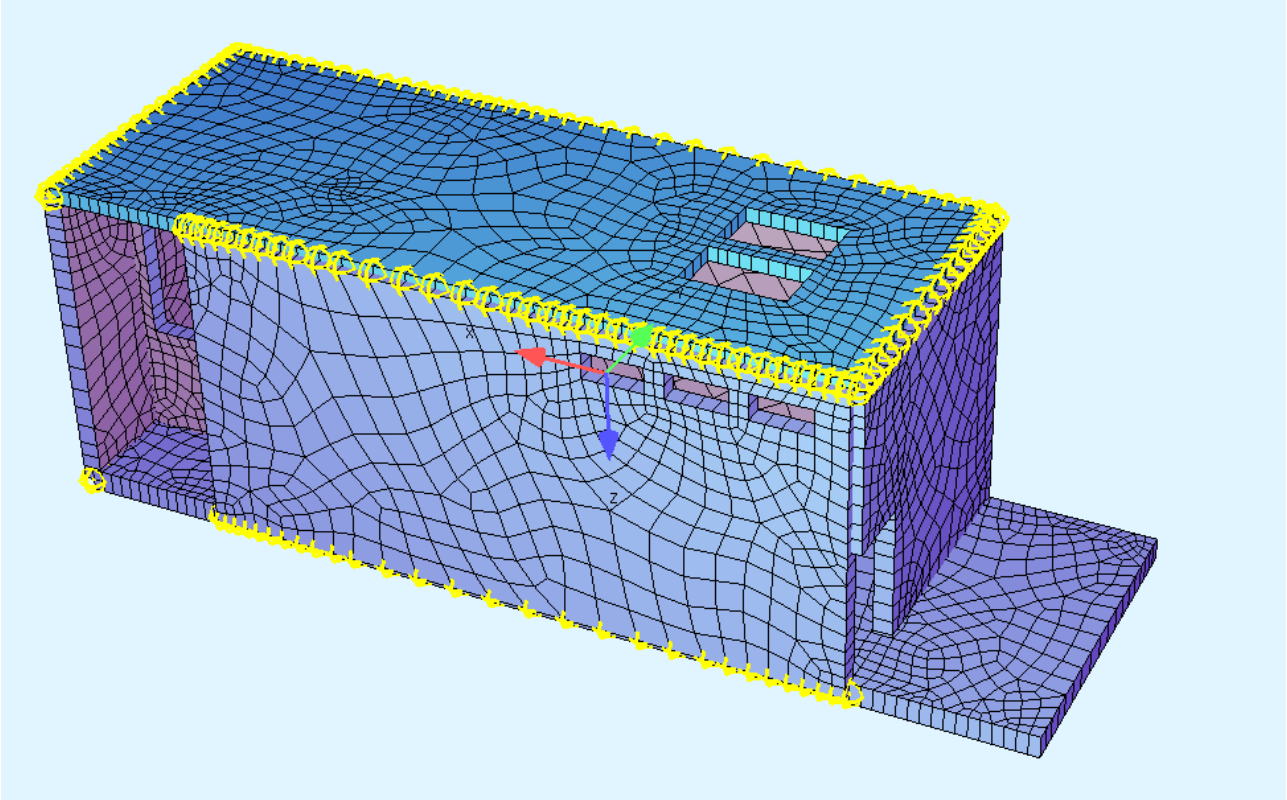
Allgemeine Angaben zum Brandschutz werden in der Pos. 10 erbracht.

Die Decke und Bodenplatte wird als schlaff bewehrte Stahlbetonflachdecke ausgebildet. Sie ist als fugenlose Decke mit einer Dicke von 20 cm bzw. die Bodenplatte mit einer Dicke 30 cm geplant.

Die Wände werden mit einer Dicke von 25 cm im Modell erfasst.

Die Berechnung erfolgt mit dem FE-Programm „SOFiSTiK“ 2022.

Zur Aufnahme der Zwangsbeanspruchung aus Hydratation und infolge der Behinderung der Verformung aus Kriechen und Schwinden wird als Grundbewehrung eine rissbreitenbeschränkende Bewehrung eingelegt.



Bauwerke werden i.d.R. durch eine geschlossene Klimahülle abgeschlossen, so dass für den Endzustand keine witterungsbedingten Temperaturbeanspruchungen im Innenbereich zu berücksichtigen sind.

Für ungedämmte außenluftberührte Bauteile (Technikgebäude) sind Temperatureinwirkungen und ggf. Zwangsbeanspruchungen der Bauteile in üblicher Weise entsprechend den klimatischen Bedingungen zu berücksichtigen.

11.1.2 Geometrie, System und Einwirkungen

System und Material:

Die Systemlinien werden gemäß Tragwerksplan aus der Bauteilgeometrie abgeleitet. Es sind keine Höhensprünge an den Unterseiten der Platten vorhanden.

Statisch relevante Deckendurchbrüche (i.d.R. mit Mindestabmessungen von ≥ 40 cm) werden im FE-Modell bereits berücksichtigt.

Die Decke wird als Stahlbetonplatte hergestellt. Die Auflagerung der Decke erfolgt linienförmig auf Wänden.

Geometrie und System:

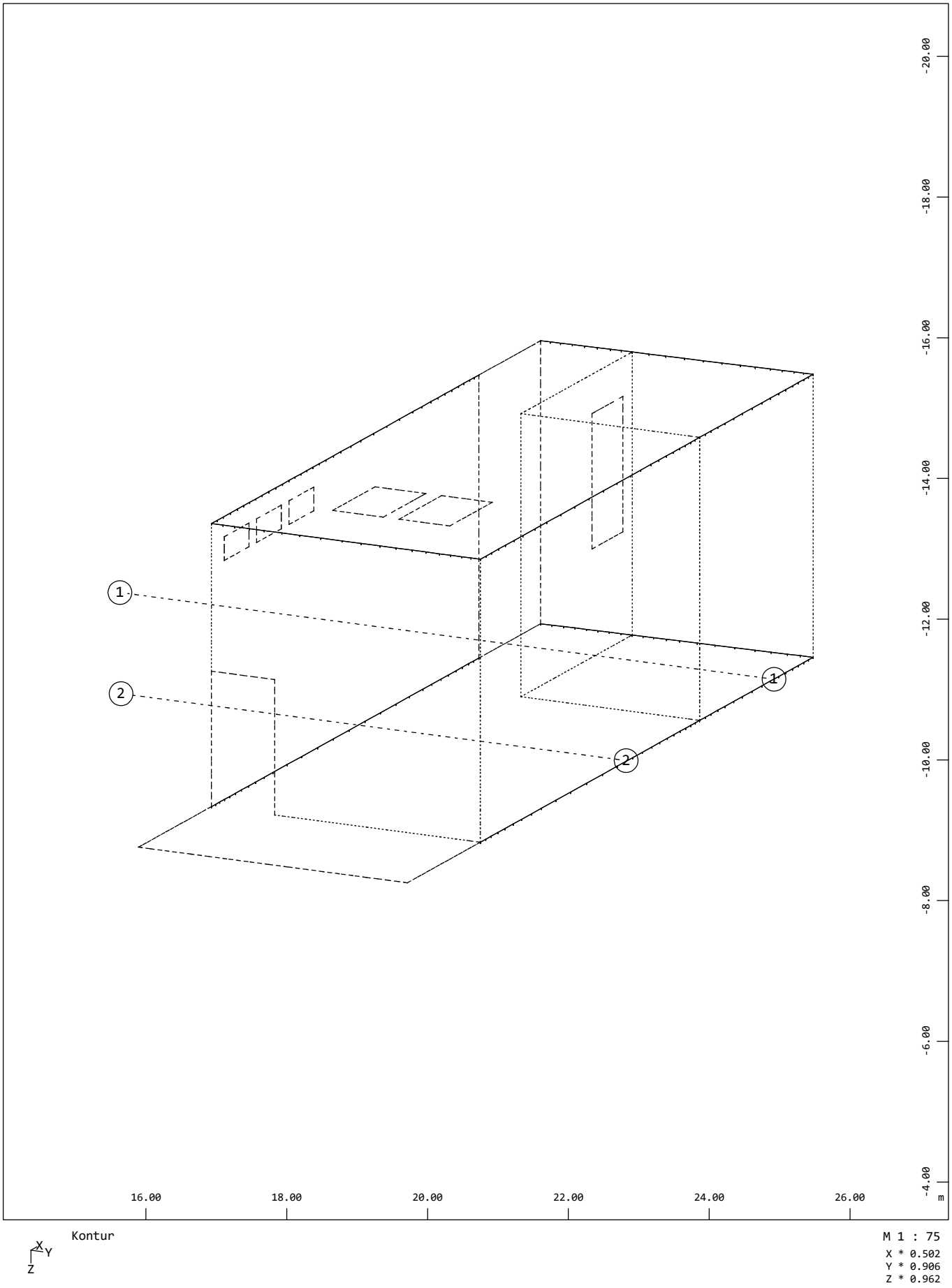
siehe nächste Seiten

Material:	Beton C25/30	Bodenplatte
	Beton C25/30	Wände
	Beton C25/30	Decke
	Betonstahl B500B	(hochduktil)
	nach DIN EN 1992-1-1	
Bodenplatte:	h = 30 cm	
Wanddicke:	h = 25 cm	
Deckendicke:	h = 20 cm	

Die Gruppennummern werden entsprechend der Bauteile unterteilt. Hier nur eine Gruppennummer:

Gruppennummer:	1	Bodenplatte
	2	Dachdecke
	3	Querwände
	4	Innenwände
	5/6	Längswände

Technikgebäude
Geometrie und System



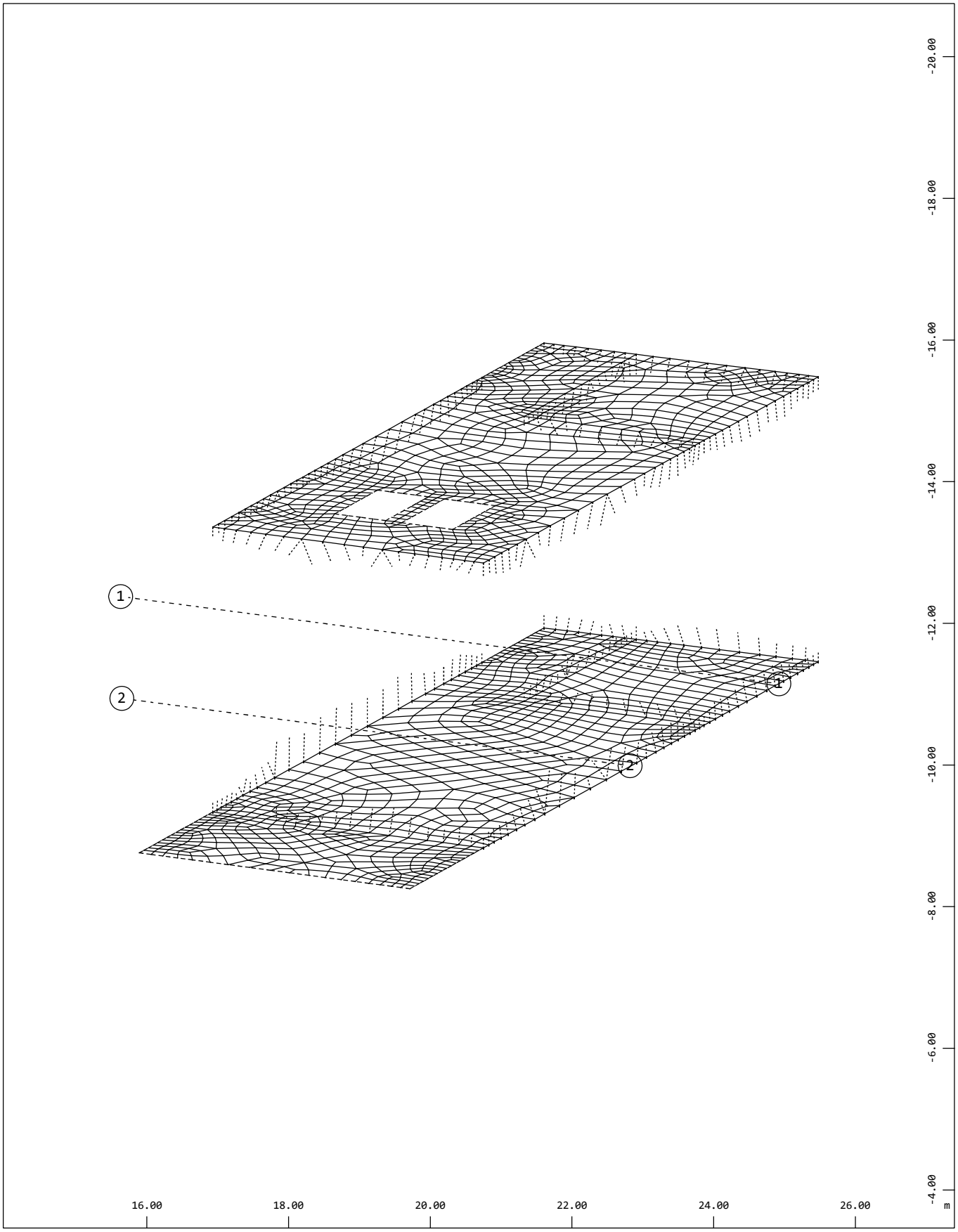
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Kontur

X
Y
Z

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Geometrie und System

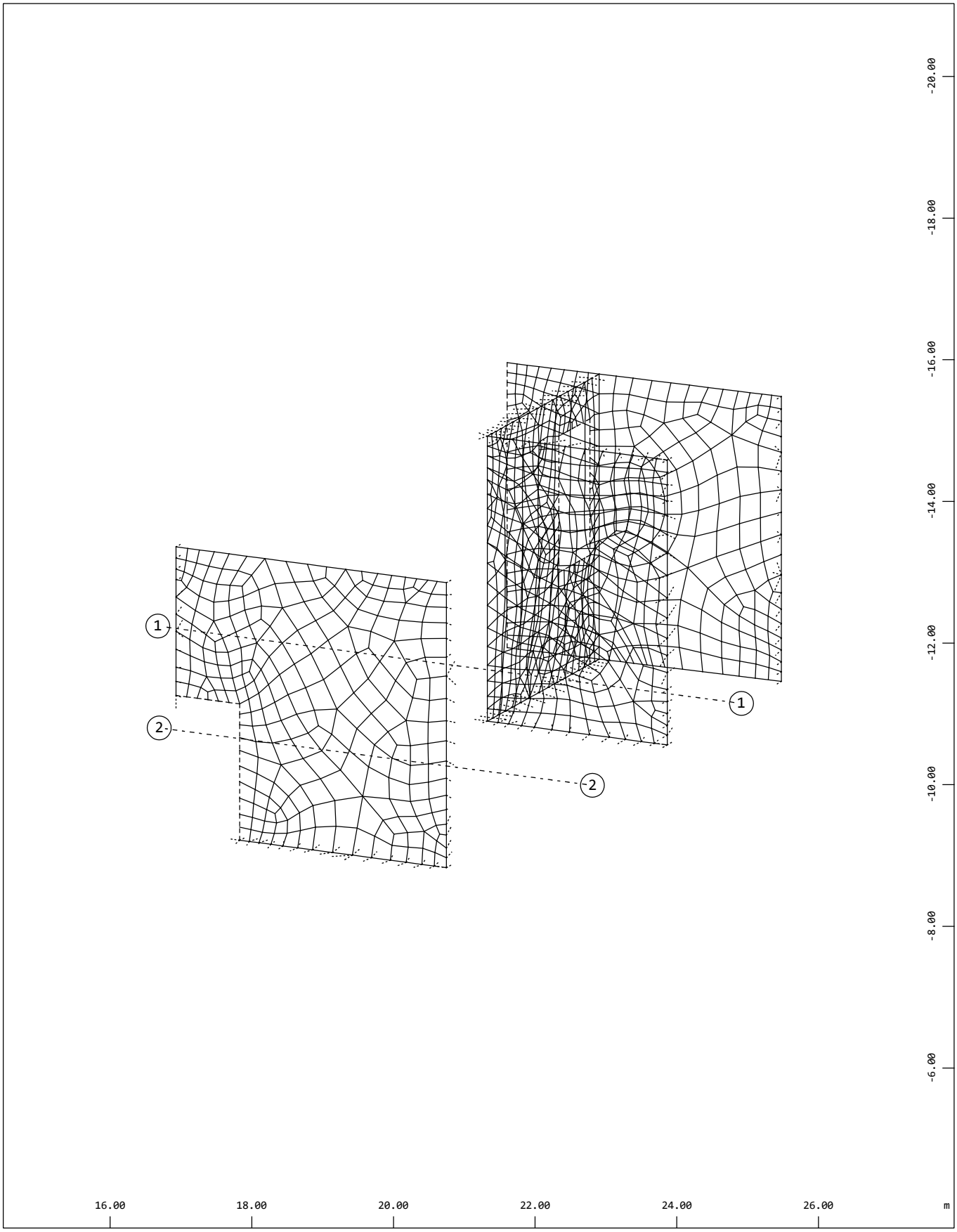


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 1 2
Struktur

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Geometrie und System

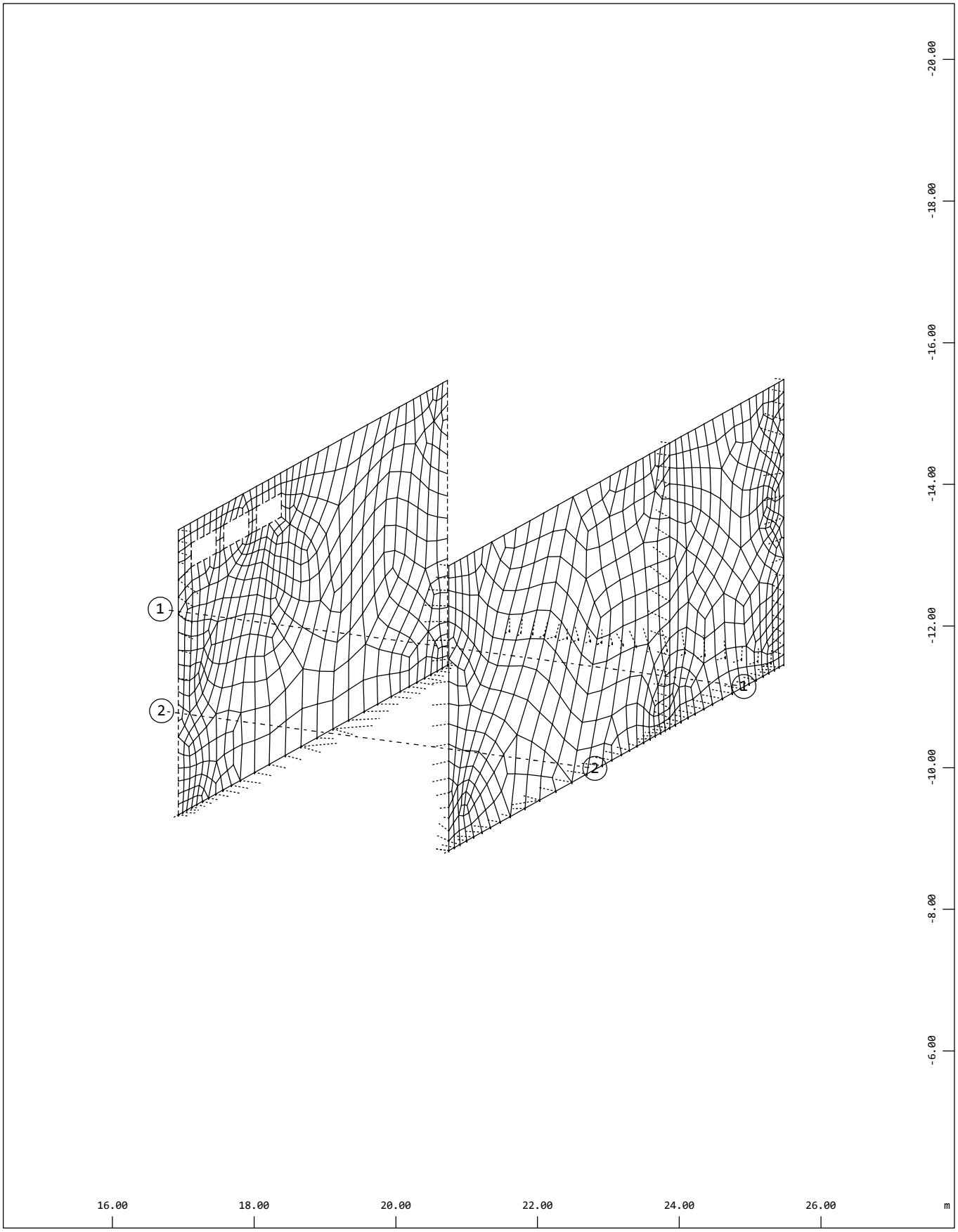


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 3 4
Struktur

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Geometrie und System

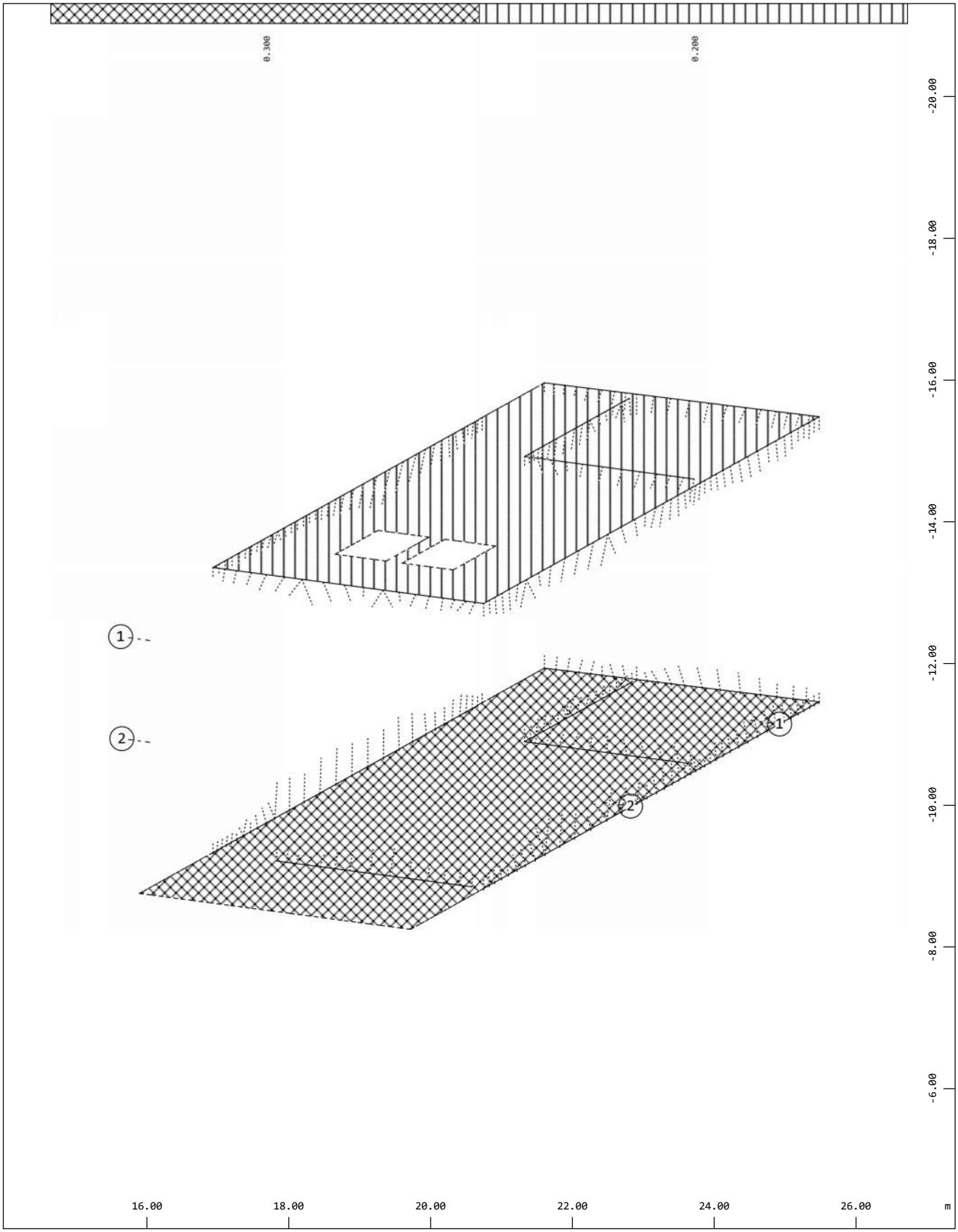


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 5 6
Struktur

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Geometrie und System

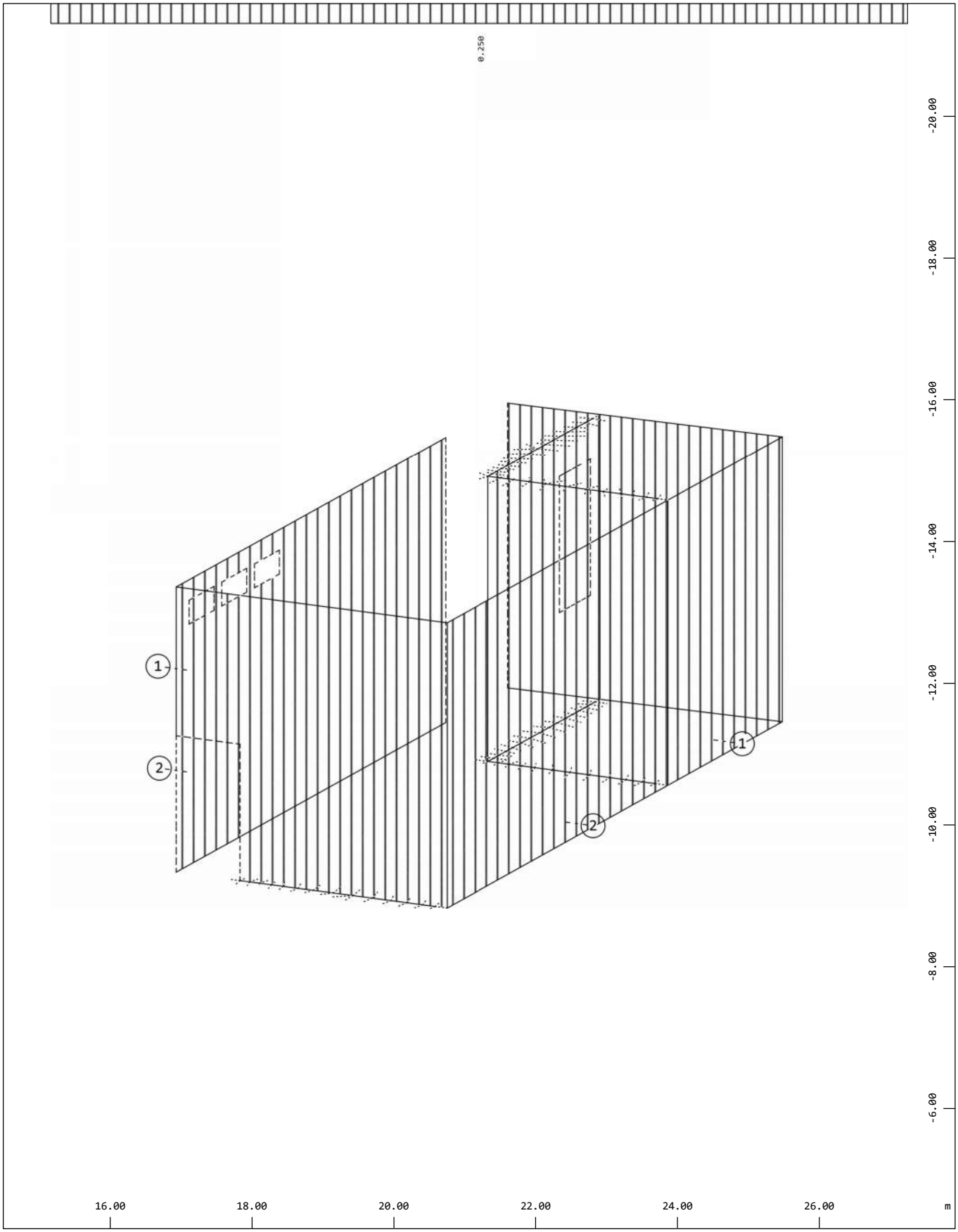


Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 1 2
Mittlere QUAD-Elementdicke in m, Werte über 10.0 (Max=0.300)

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Technikgebäude
Geometrie und System

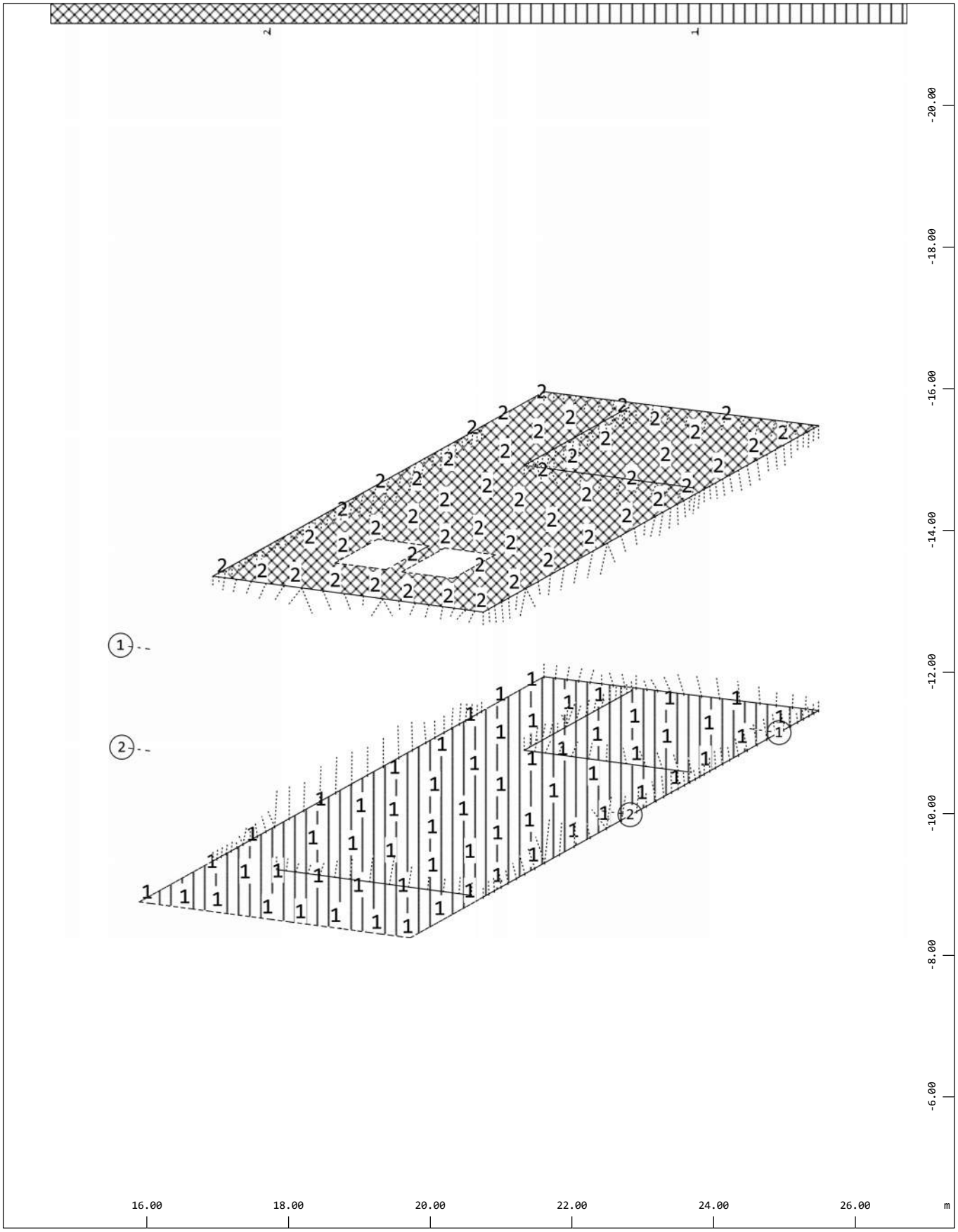


Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 3...6
Mittlere QUAD-Elementdicke in m, Werte über 10.0 (Max=0.250)

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Technikgebäude
Geometrie und System

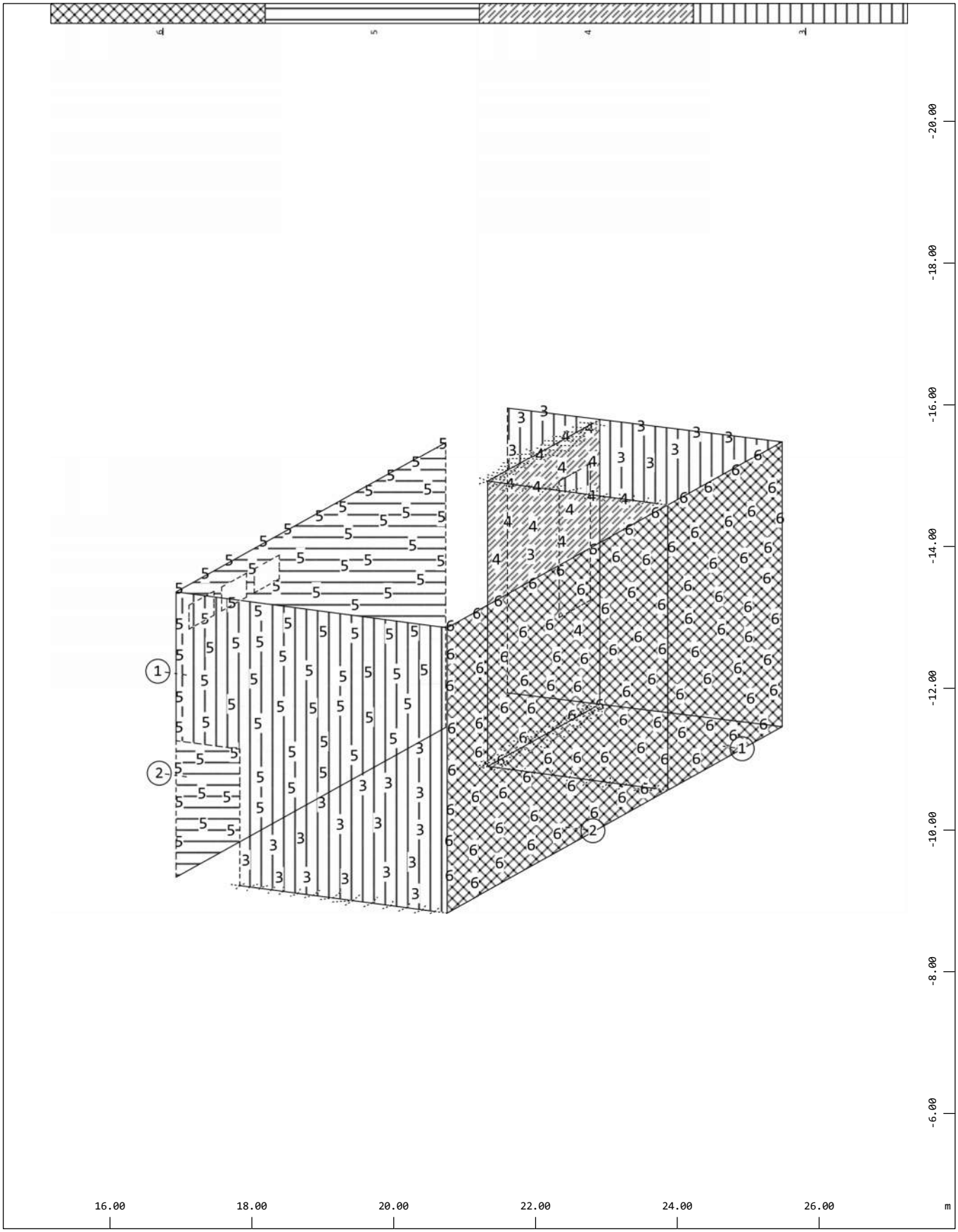


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 1 2
Flächenelemente , Gruppennummern (Max=2)

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Geometrie und System

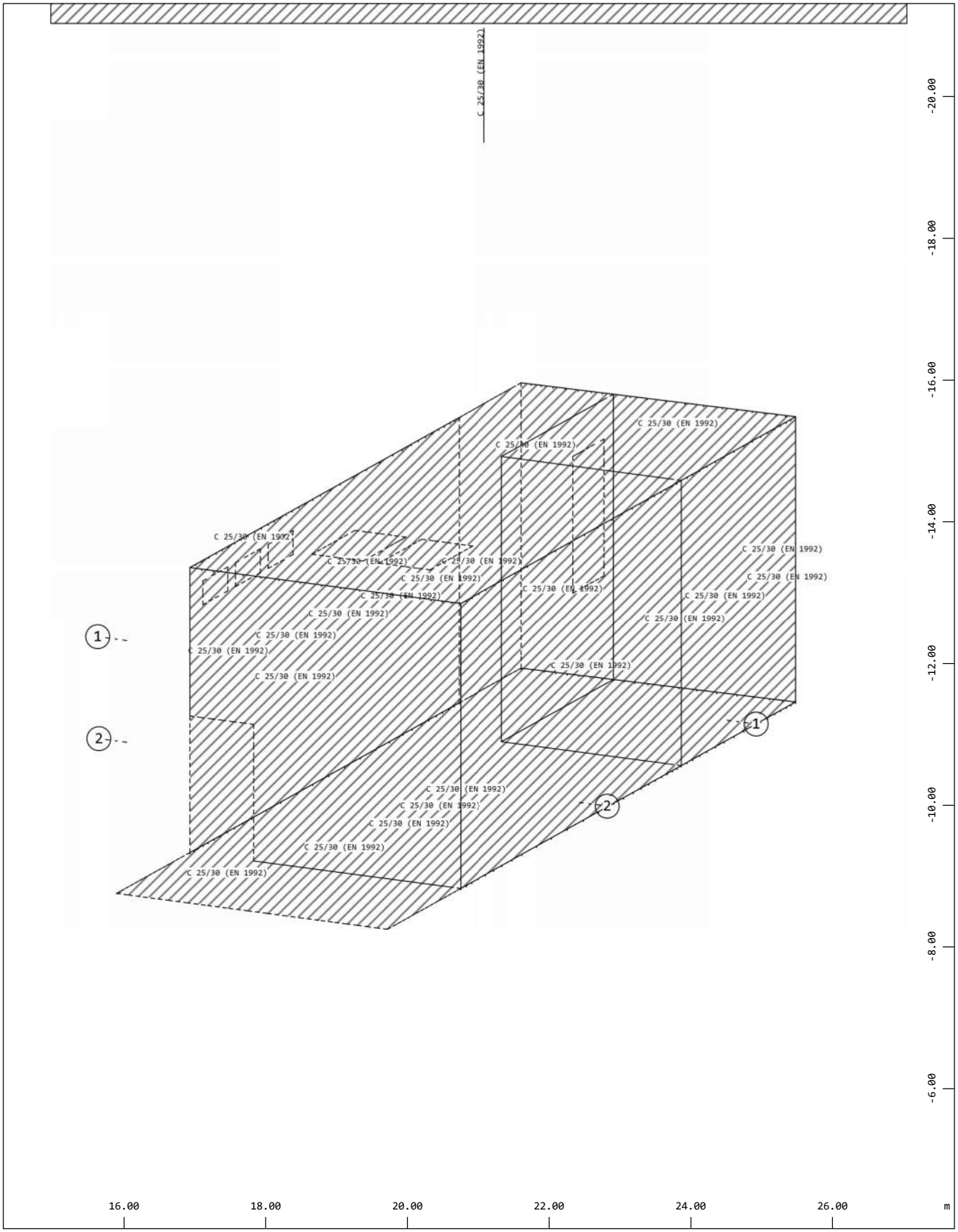


Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 3...6
Flächenelemente , Gruppennummern (Max=6)

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Technikgebäude
Geometrie und System

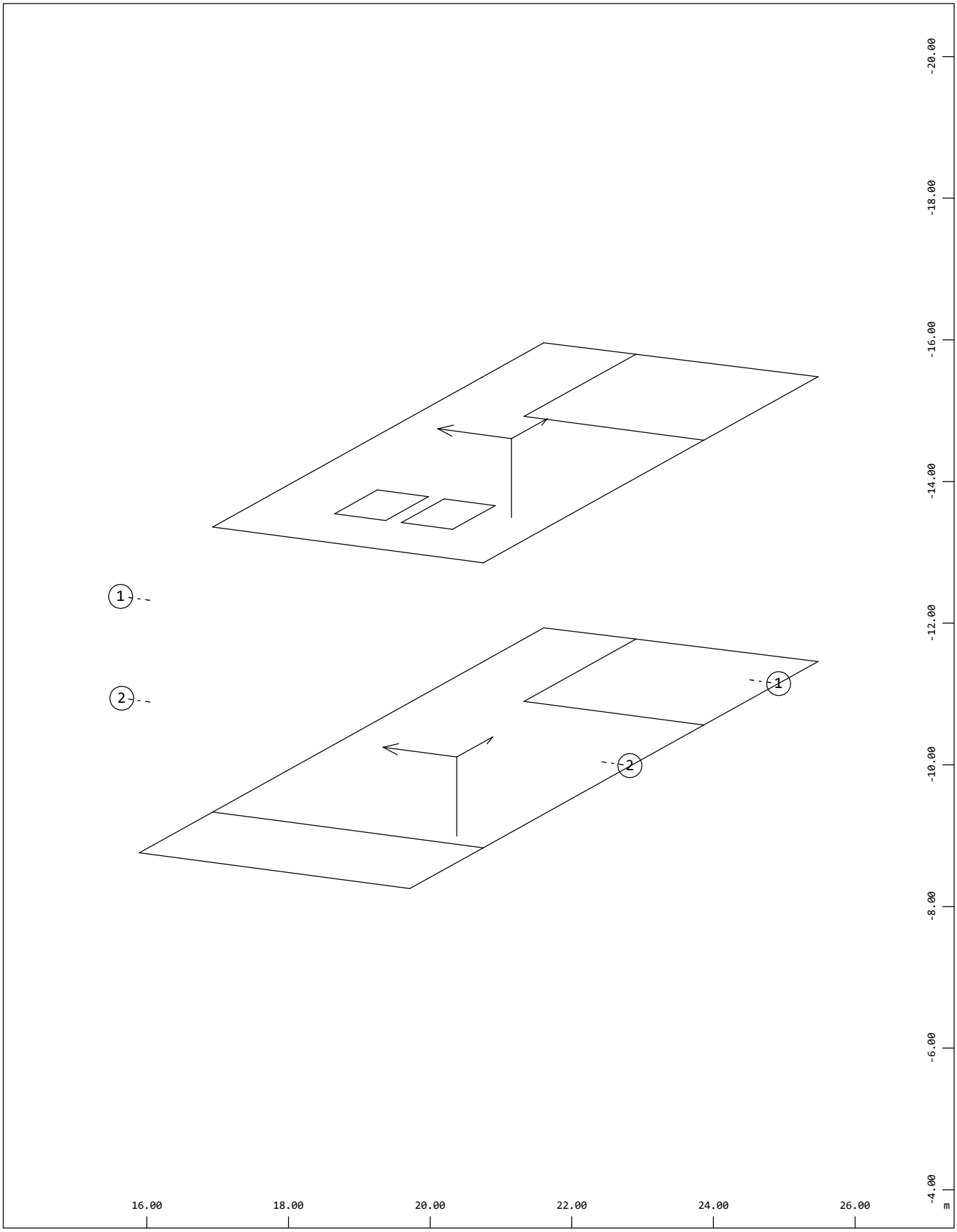


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Flächenelemente , Materialbezeichnungen

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Geometrie und System

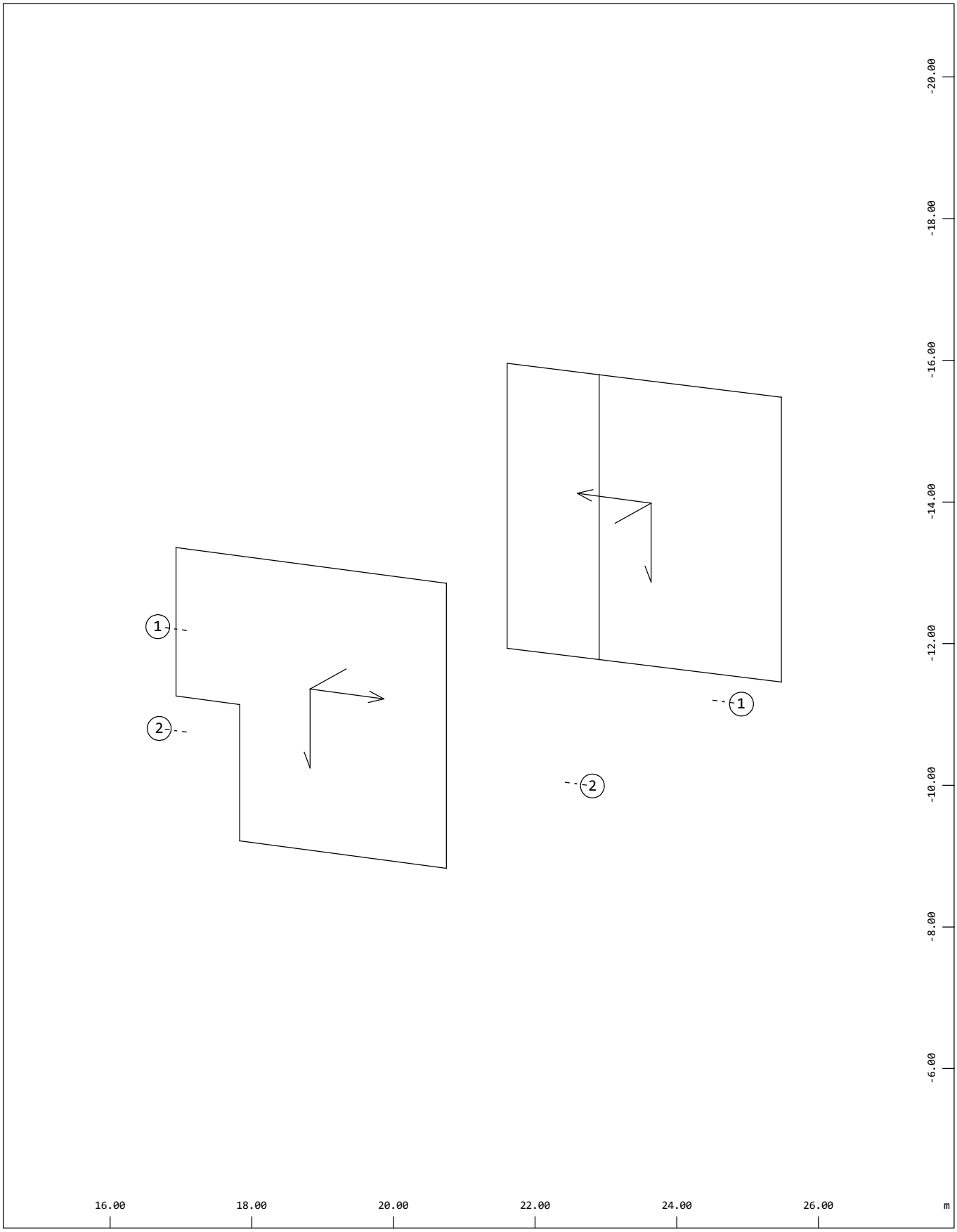


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 1 2
Strukturflächen , Lokale Koordinatensysteme (X= Y= Z=)

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Geometrie und System

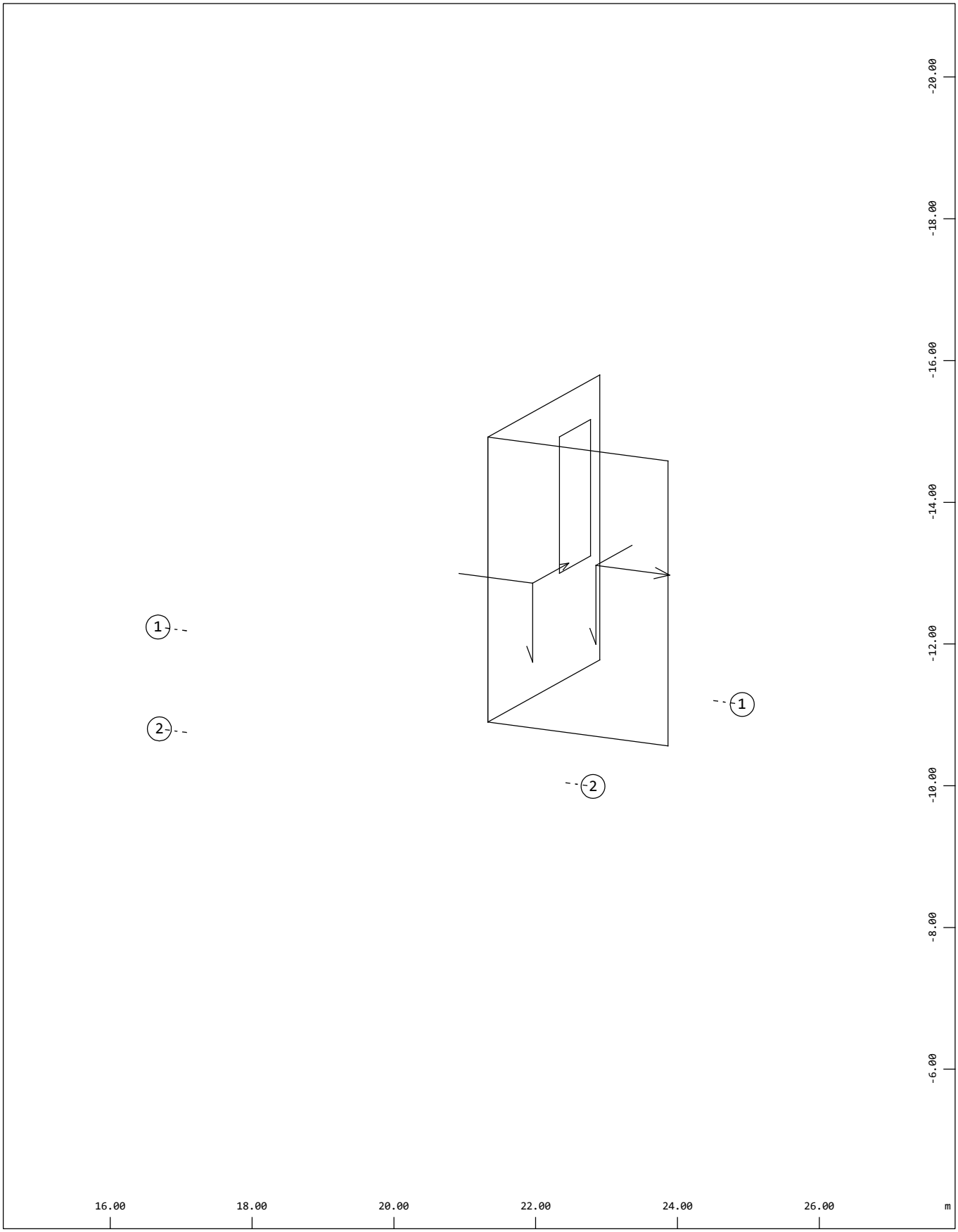


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 3
Strukturflächen , Lokale Koordinatensysteme (X= Y= Z=)

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Geometrie und System

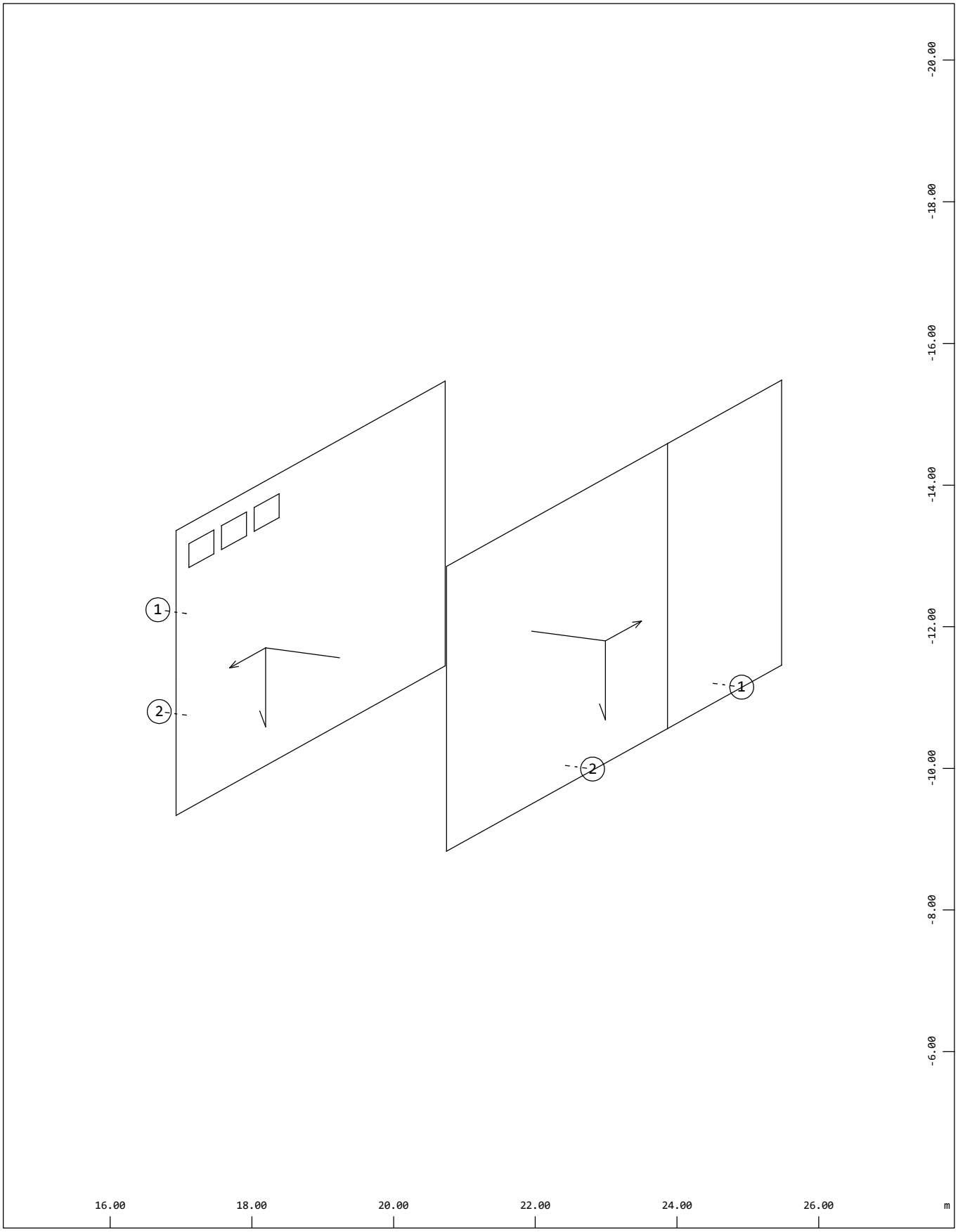


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 3 4
Strukturflächen , Lokale Koordinatensysteme (X= Y= Z=)

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Geometrie und System

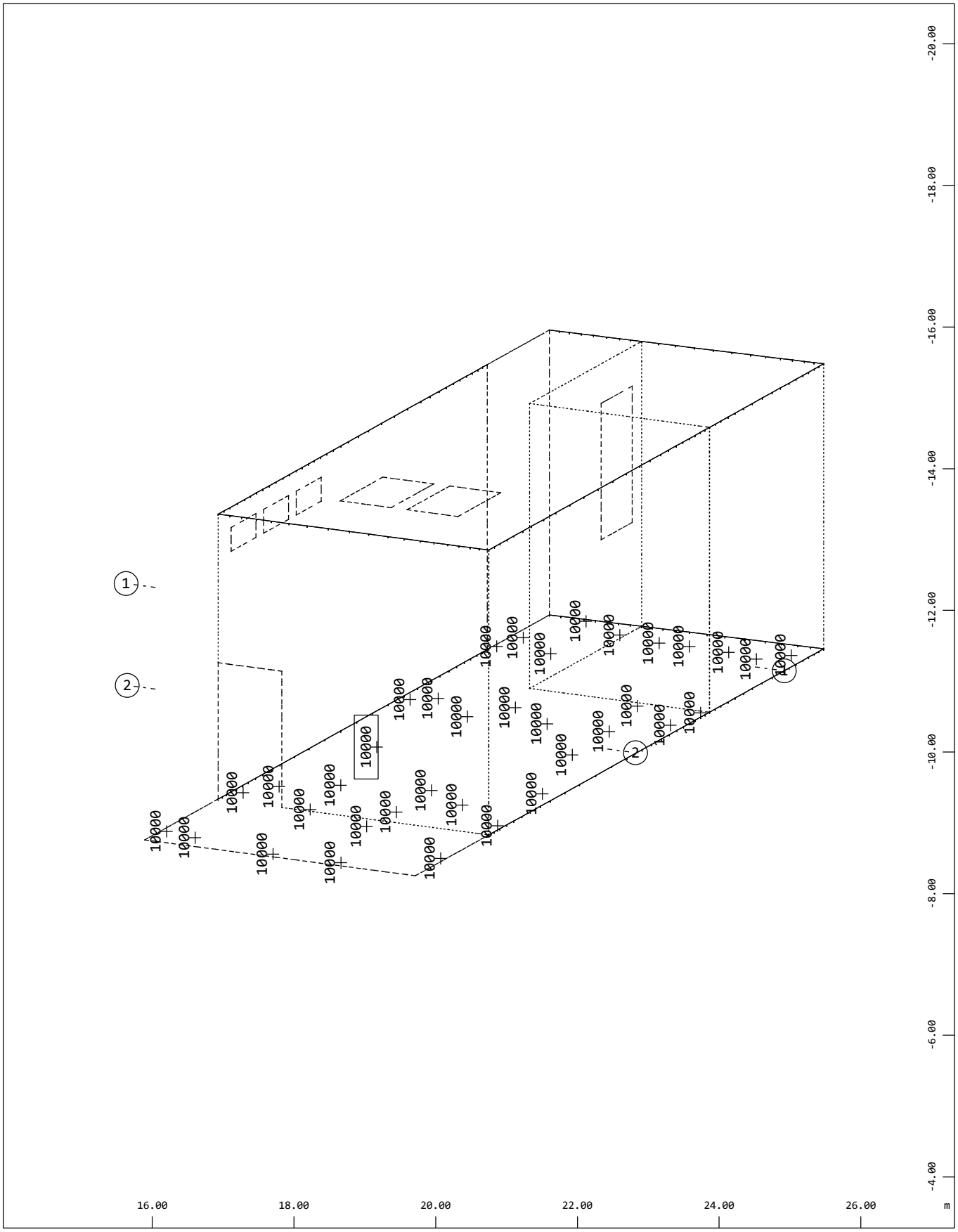


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 5 6
Strukturflächen , Lokale Koordinatensysteme (X= Y= Z=)

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Geometrie und System

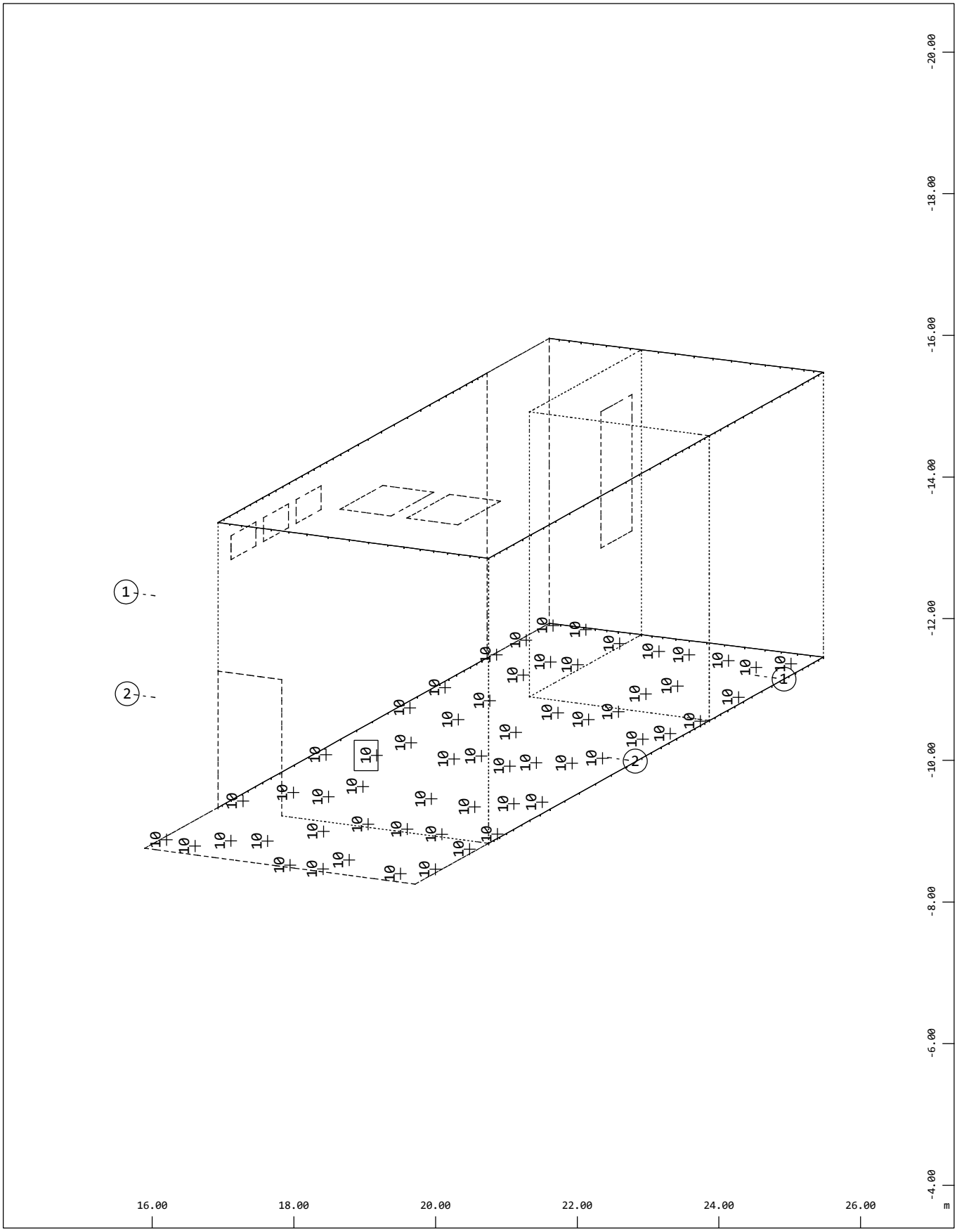


Plattenbettung im Element in kN/m3 (Max=10000.)

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Technikgebäude
Geometrie und System



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Einwirkungen:

Im Folgenden wird lediglich eine Zusammenstellung der Lasten vorgenommen. Für Details siehe Kap. 2 „Lastannahmen“ bzw. für die Treppe Kap. 9.3

Ständige Einwirkungen

LF10:	Eigengewicht der Decke 20 cm	**g_1 = 5,00 kN/m²**
	Das Eigengewicht der Bauteilewird programmintern ermittelt.	
LF11	Ausbaulast:	**g_2 = 2,50 kN/m²**
	Treppe	**$G_{k,1}$ = 2,6 kN**
	Treppe	**$G_{k,2}$ = 8,8 kN**

Ansatz auf Bodenplatte:

$G_{k,1}$ =	1,3 kN x 2 =	= 2,6 kN	aus ST-01
$Q_{k,1}$ =	4,2 kN x 2 =	= 8,4 kN	aus ST-01
$G_{k,2}$ =	(3,1 kN + 1,3 kN) x 2 =	= 8,8 kN	aus ST-02
$Q_{k,2}$ =	(10,3 kN + 4,2 kN) x 2 =	= 29,0 kN	aus ST-02

Veränderliche Einwirkungen

LF21 bis 22	Nutzlast:	q_1 = 5,00 kN/m²
	Verkehrslast inklusive Schneelasten (Schneeanhäufung)	
LF23	Treppe	**$Q_{k,1}$ = 8,4 kN**
	Treppe	**$Q_{k,2}$ = 29,0 kN**

Zusammenstellung der Temperaturlastansätze für die Bauteile

Referenztemperatur / Aufstelltemperatur nach EC1, Teil 5: +10°C

Die Temperaturen werden gem. DIN EN 1991-1-5, Abs. 6 (Temperaturunterschiede bei Brücken) angesetzt.

Aufstelltemperatur T_0 = +10°C

Außenlufttemperaturen: T_{max} = +37°C NDP zu 6.1.3.2(1)

T_{min} = -24°C NDP zu 6.1.3.2(1)

Extremfall Winter: konstanter Temperaturanteil: T_{min} = -24°C

Extremfall Sommer: konstanter Temperaturanteil: T_{min} = +37°C

Lastansatz in Sofistik

Zwei sich gegenseitig ausschließende Temperaturlastfälle mit dem Ansatz einer konstanten Temperaturdifferenz in x- und y-Richtung (dTxy)

LF Winter: ΔT_N = -34 K (= -24°C – 10°C) und

LF Sommer: ΔT_N = +27 K (= 37°C – 10°C)

Zusätzliche Lastfallkombinationen:

LF 100: G Ebenensumme (ständige Lasten)

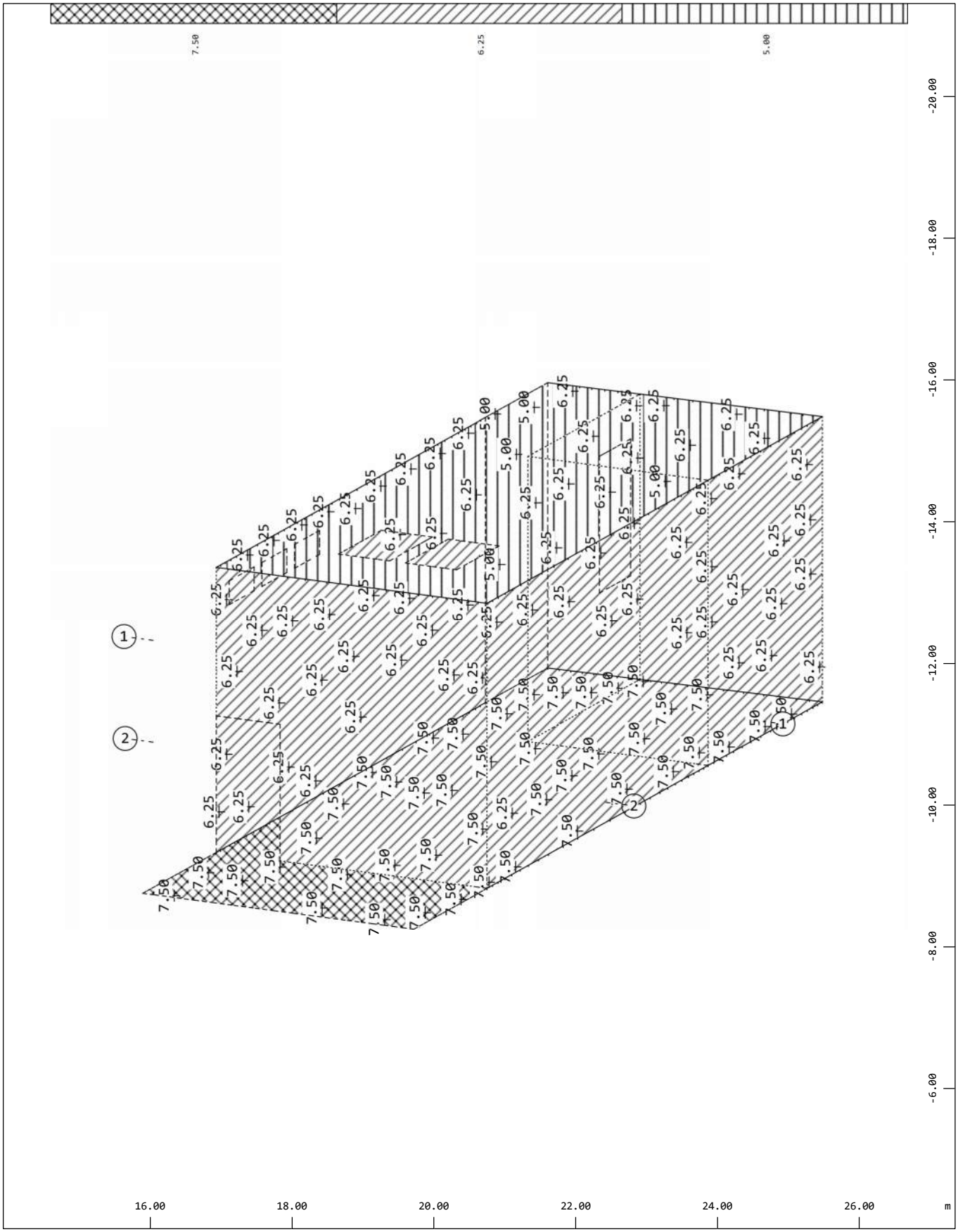
LF 200: Q Ebenensumme (veränderliche Lasten)

Ausgabe aus SOiSTiK

Summe der Auflagerkräfte und Lasten

Lastfall	Σ(Reaktionen) X[kN]	Y[kN]	Z[kN]	Bezeichnung
	Σ(Lasten)			
10	0.0	0.0	-1500.6	Eigengewicht
	0.0	0.0	1500.6	
11	0.0	0.0	-292.9	Ausbaulasten
	0.0	0.0	292.9	
21	0.0	0.0	-277.9	Nutzlast
	0.0	0.0	277.9	
22	0.0	0.0	-216.7	Nutzlast
	0.0	0.0	216.7	
23	0.0	0.0	-149.6	Nutzlast
	0.0	0.0	149.6	
30	0.0	0.0	0.0	Sommer
	-0.0	0.0	-0.0	
31	0.0	0.0	0.0	Winter
	0.0	0.0	-0.0	
100	0.0	0.0	-1793.4	LF10 + LF11
	0.0	0.0	1793.4	
200	0.0	0.0	-644.1	Volllast Q LF21 bis LF23
	0.0	0.0	644.1	

Technikgebäude
Einwirkungen

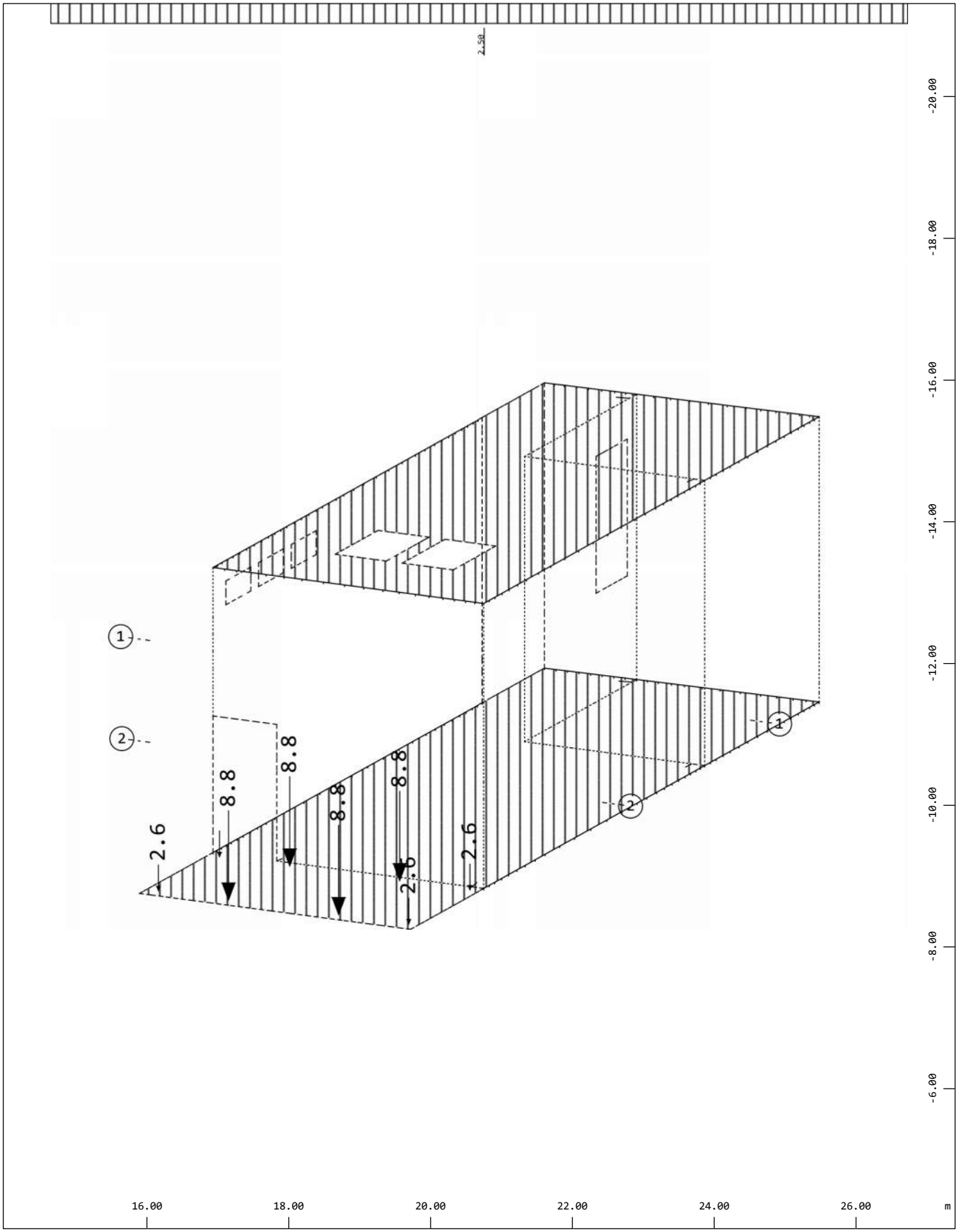


Eigengewicht in globale Richtungen ⇕ , Lastfall 10 Eigengewicht ,
QUAD-Flächeneigengewicht in global Z im Element kN/m2 (Max=7.50)

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Technikgebäude
Einwirkungen

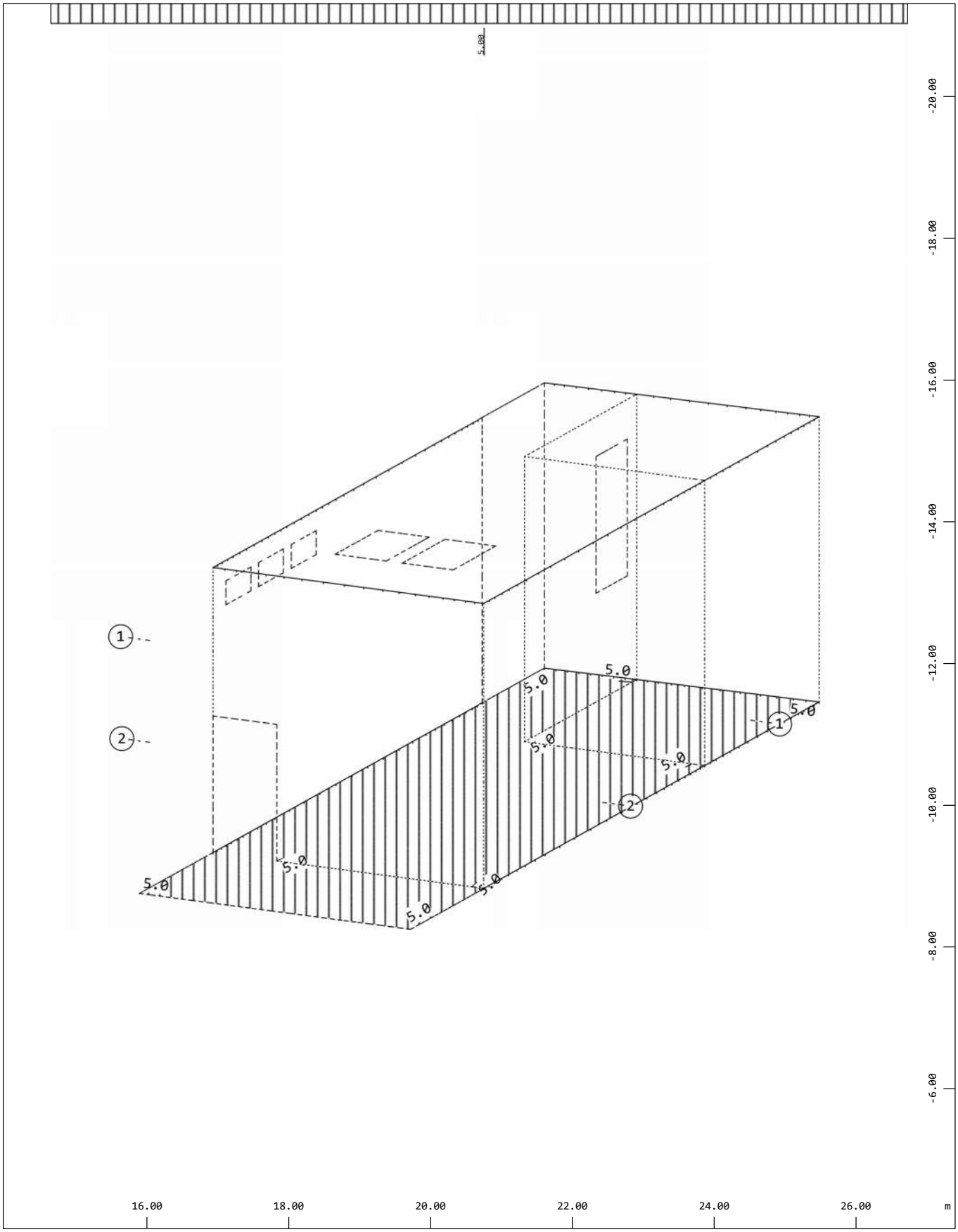


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Alle Lasten, Lastfall 11 Ausbaulasten , (1 cm im Raum = Unit) Flächenelementlast
(Kraft) Vektor (Unit=-1.00 kN/m2,Max=2.50), Freie Einzellast (Kraft) Vektor(Max=8.80kN)
Freie Einzellast (Kraft), Lastfall 11 Ausbaulasten , (1 cm im Raum = Unit) in global Z

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Einwirkungen

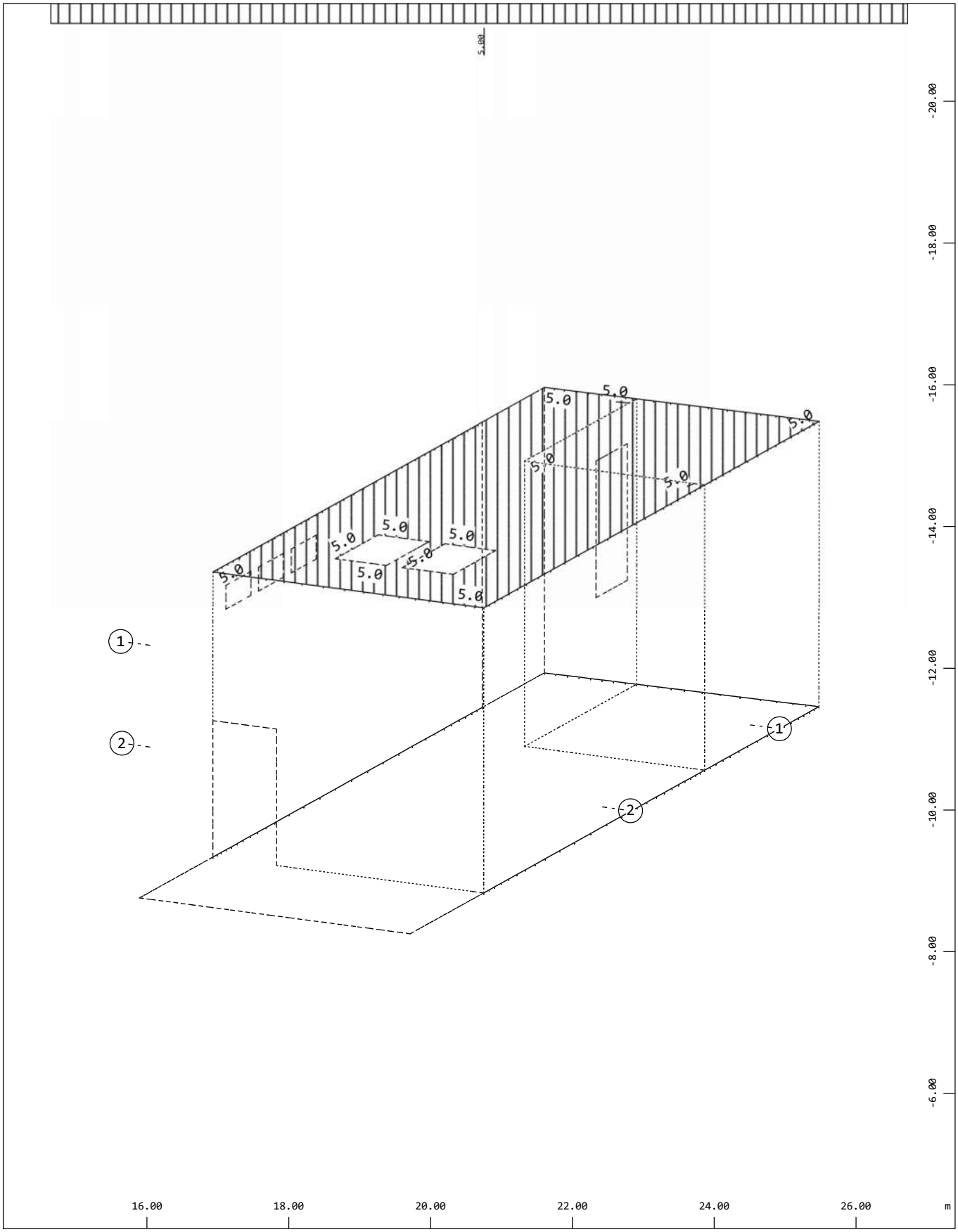


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Flächenlast, Lastfall 21 Nutzlast , (1 cm im Raum = Unit) Flächenelementlast (Kraft)
in global Z (Unit=-1.00 kN/m2) (Max=5.00)

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Einwirkungen

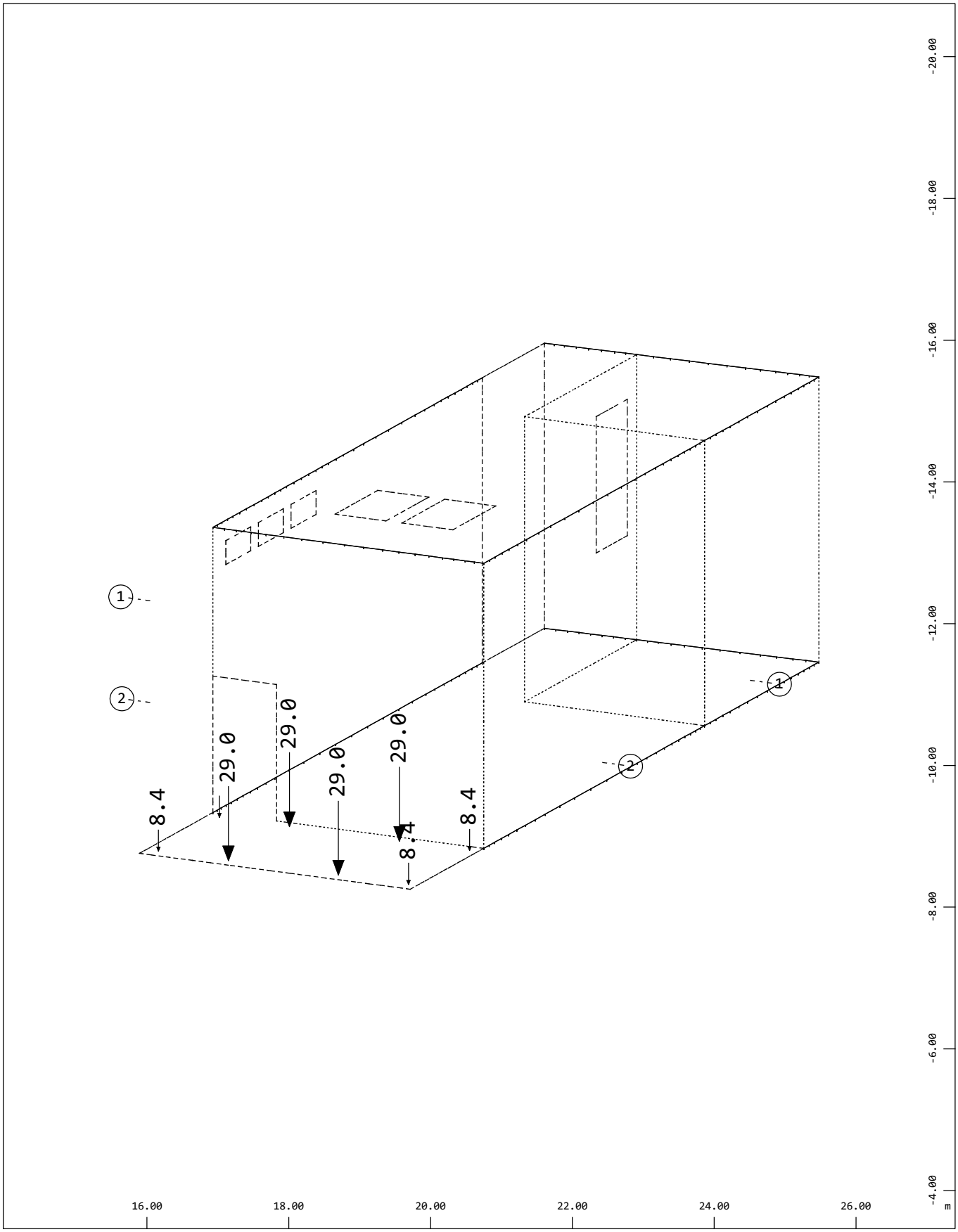


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Flächenlast, Lastfall 22 Nutzlast , (1 cm im Raum = Unit) Flächenelementlast (Kraft)
in global Z (Unit=-1.00 kN/m2) (Max=5.00)

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Einwirkungen

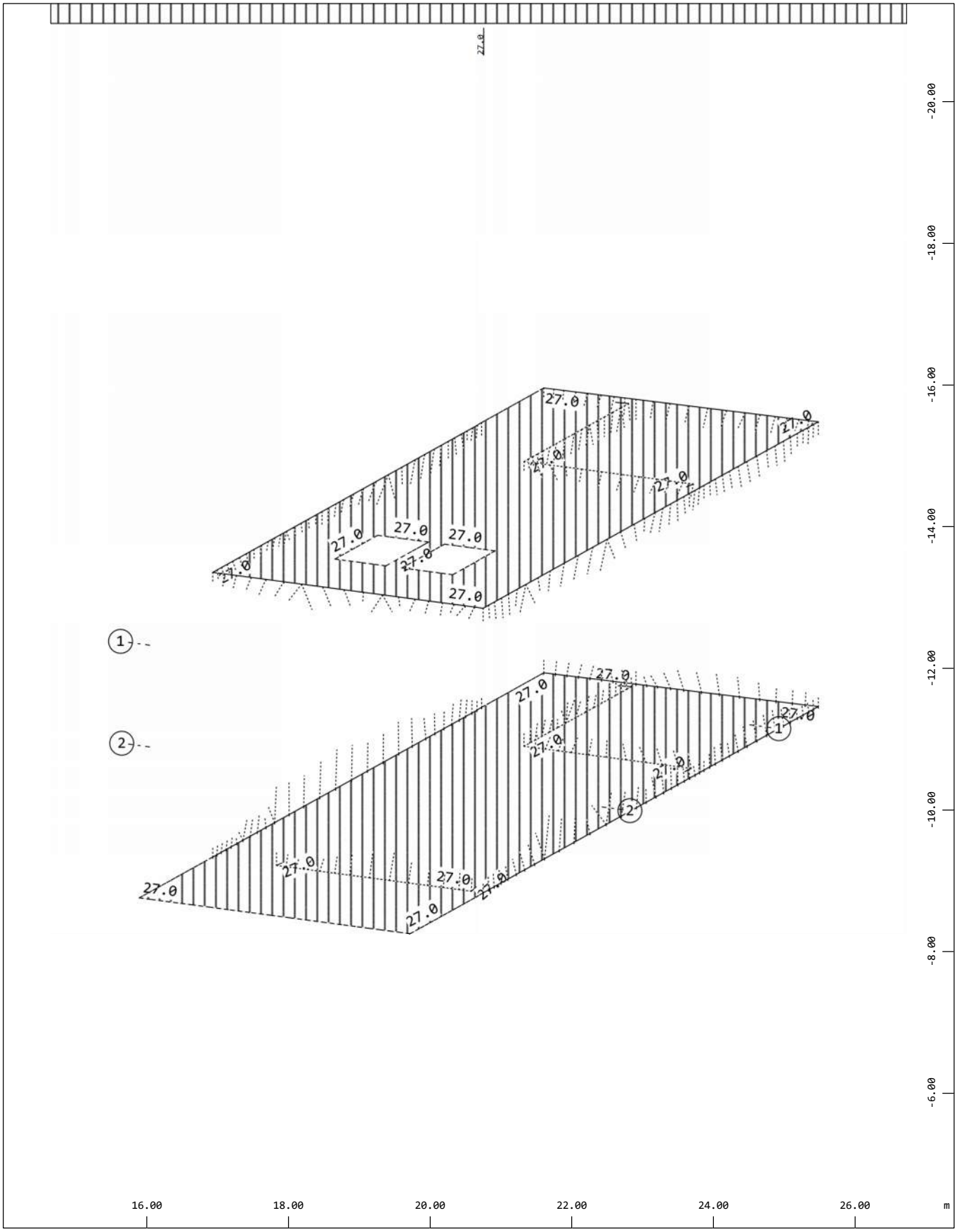


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Freie Einzellast (Kraft), Lastfall 23 Nutzlast , (1 cm im Raum = Unit) in global Z
(Unit=20.0 kN) (Max=29.0)

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Einwirkungen

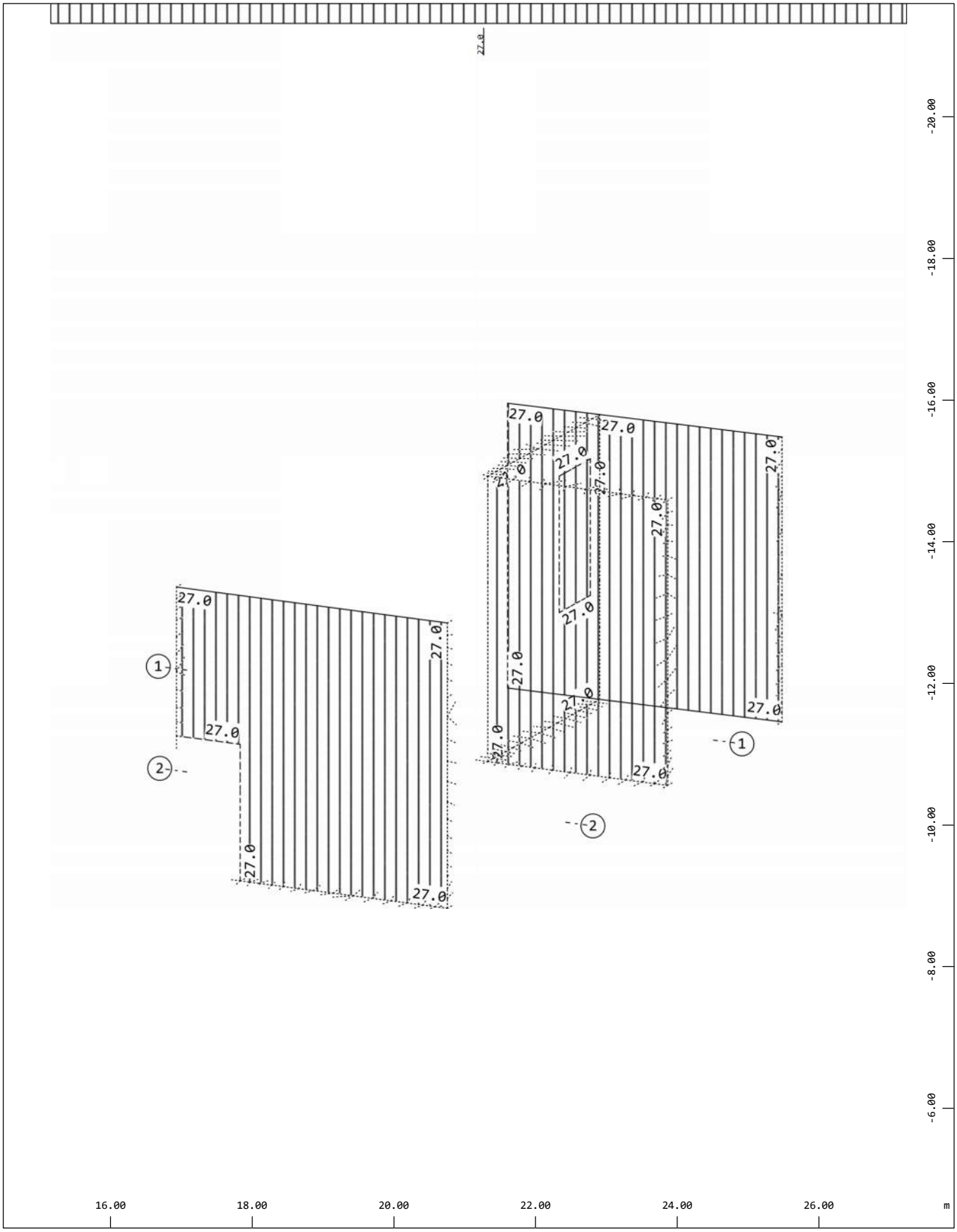


Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 1 2
Flächenlast, Lastfall 30 Sommer , (1 cm im Raum = Unit) Flächenelementlast
(Gleichförmige Temperaturänderung) (Unit=-1.00 °C) (Max=27.0)

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Technikgebäude
Einwirkungen

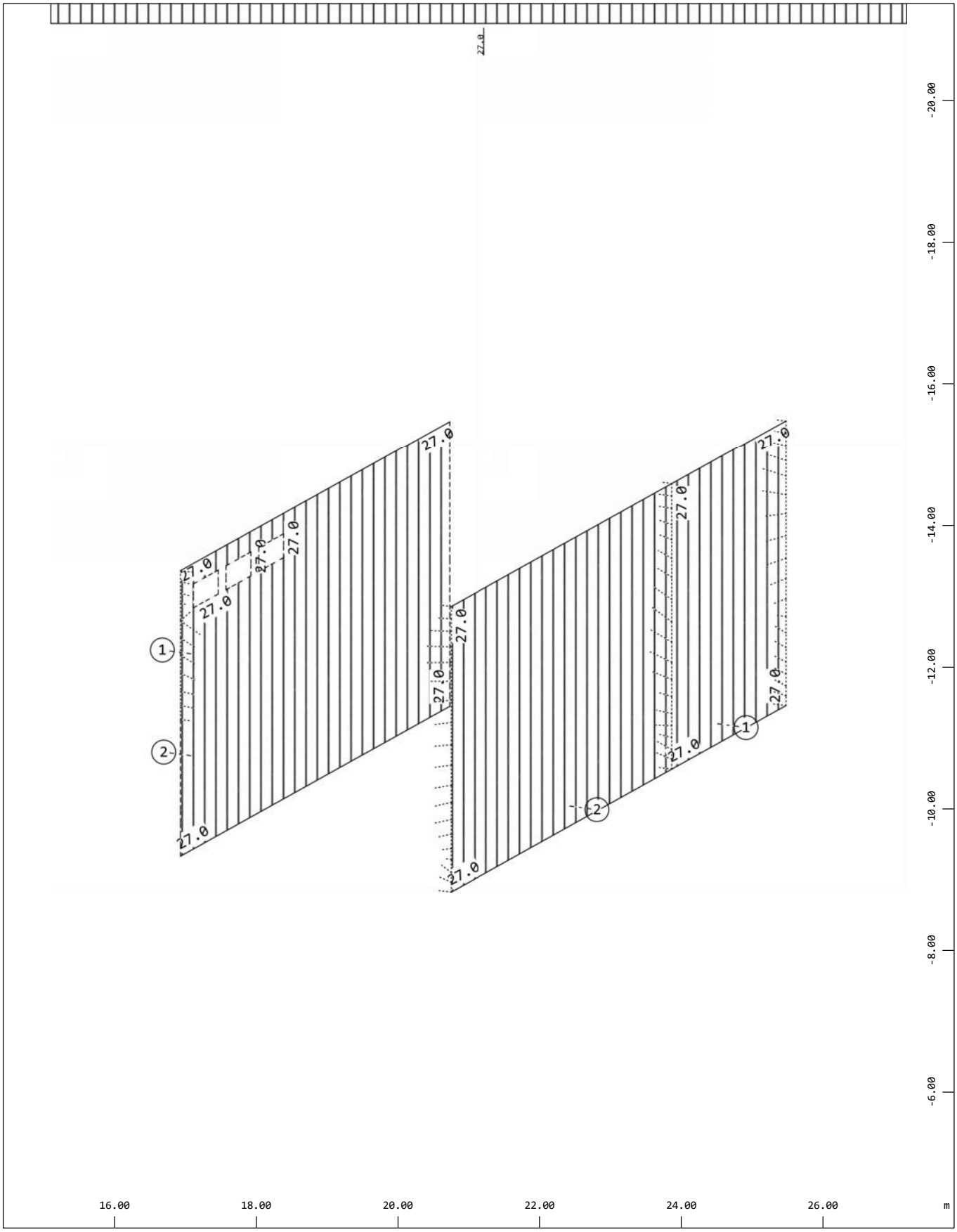


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 3 4
Flächenlast, Lastfall 30 Sommer , (1 cm im Raum = Unit) Flächenelementlast
(Gleichförmige Temperaturänderung) (Unit=-1.00 °C) (Max=27.0)

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Einwirkungen

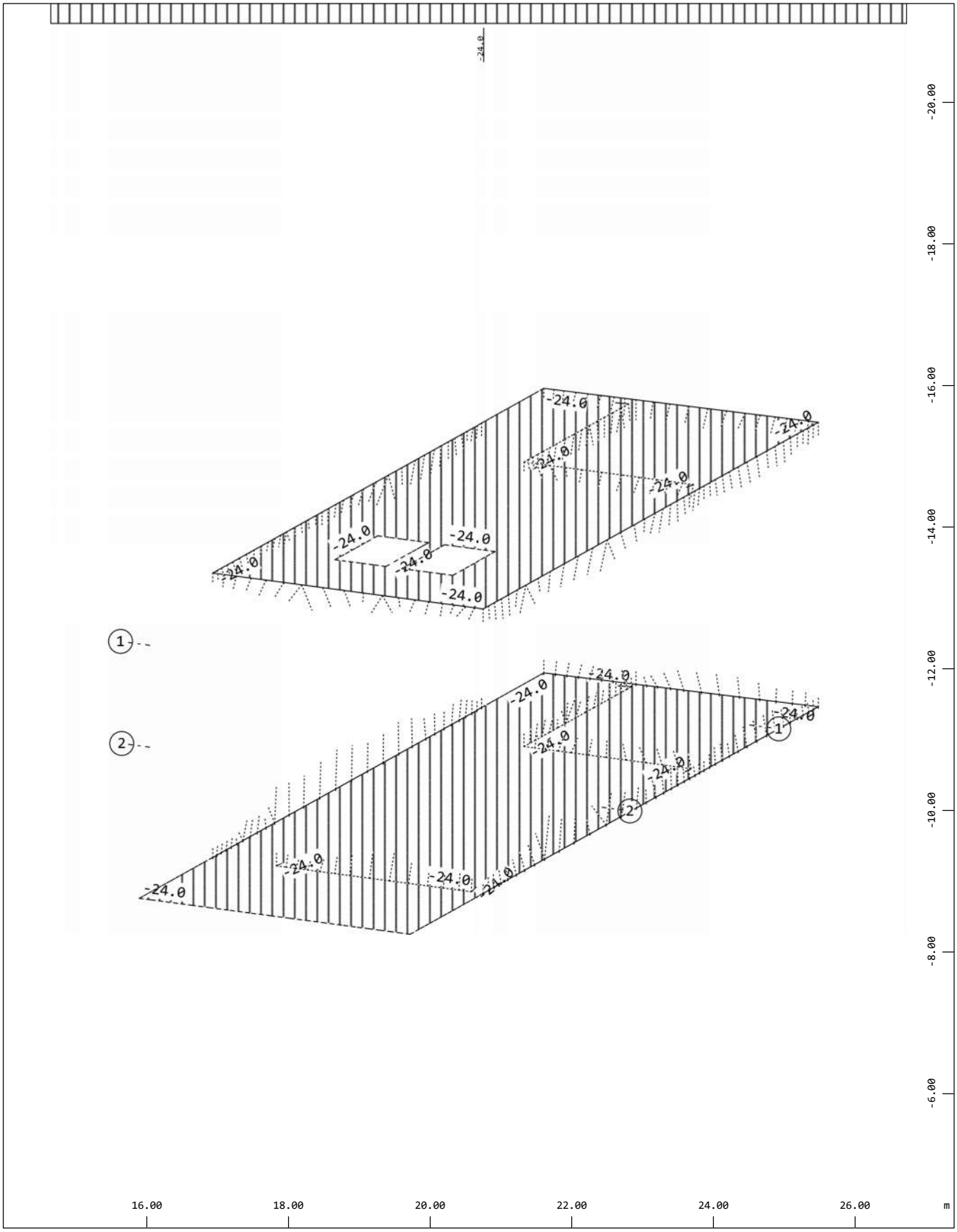


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 5 6
Flächenlast, Lastfall 30 Sommer , (1 cm im Raum = Unit) Flächenelementlast
(Gleichförmige Temperaturänderung) (Unit=-1.00 °C) (Max=27.0)

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Einwirkungen

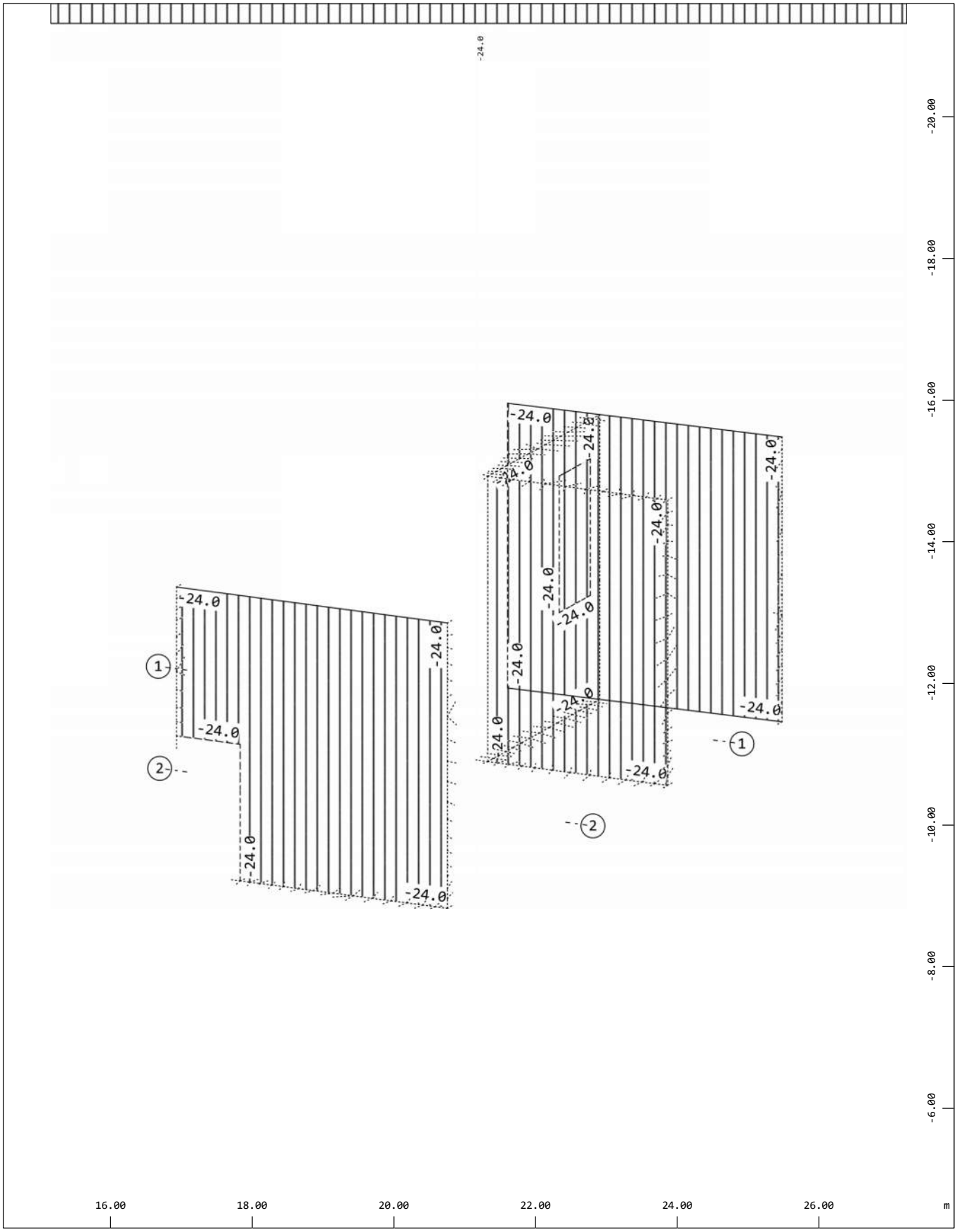


Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 1 2
Flächenlast, Lastfall 31 Winter , (1 cm im Raum = Unit) Flächenelementlast
(Gleichförmige Temperaturänderung) (Unit=-1.00 °C) (Min=-24.0) (Max=-24.0)

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Technikgebäude
Einwirkungen

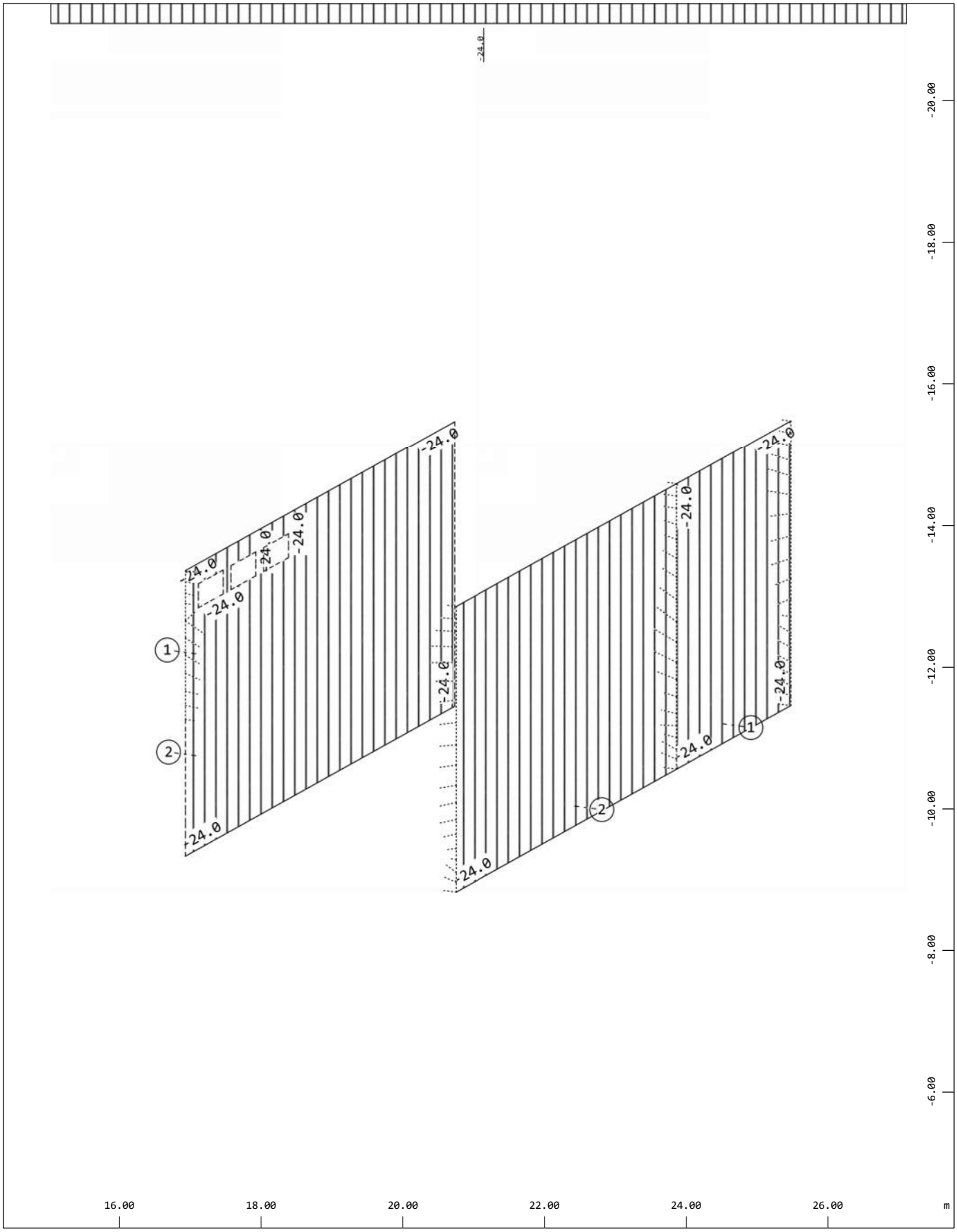


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 3 4
Flächenlast, Lastfall 31 Winter , (1 cm im Raum = Unit) Flächenelementlast
(Gleichförmige Temperaturänderung) (Unit=-1.00 °C) (Min=-24.0) (Max=-24.0)

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Einwirkungen

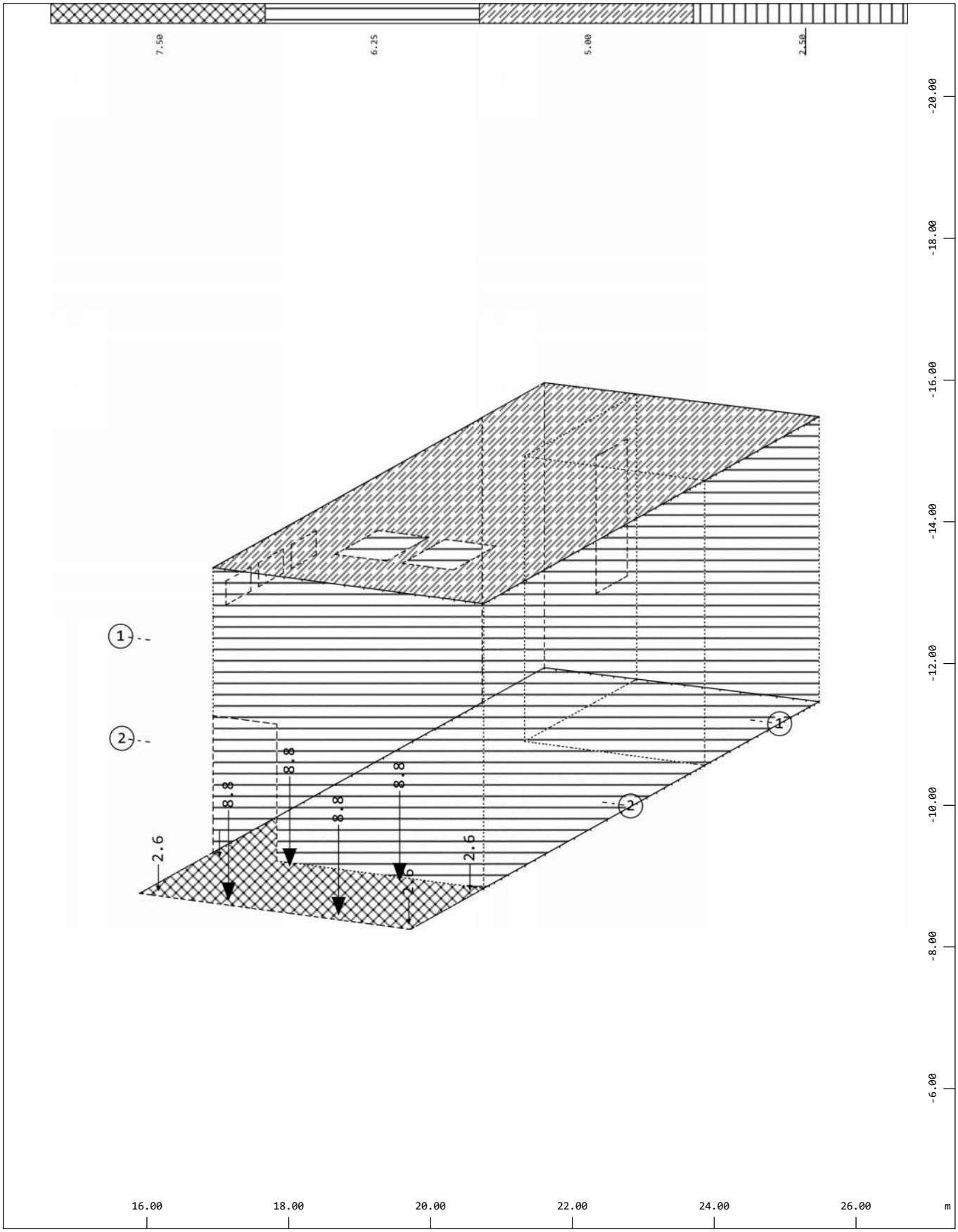


Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 5 6
Flächenlast, Lastfall 31 Winter , (1 cm im Raum = Unit) Flächenelementlast
(Gleichförmige Temperaturänderung) (Unit=-1.00 °C) (Min=-24.0) (Max=-24.0)

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Technikgebäude
Einwirkungen

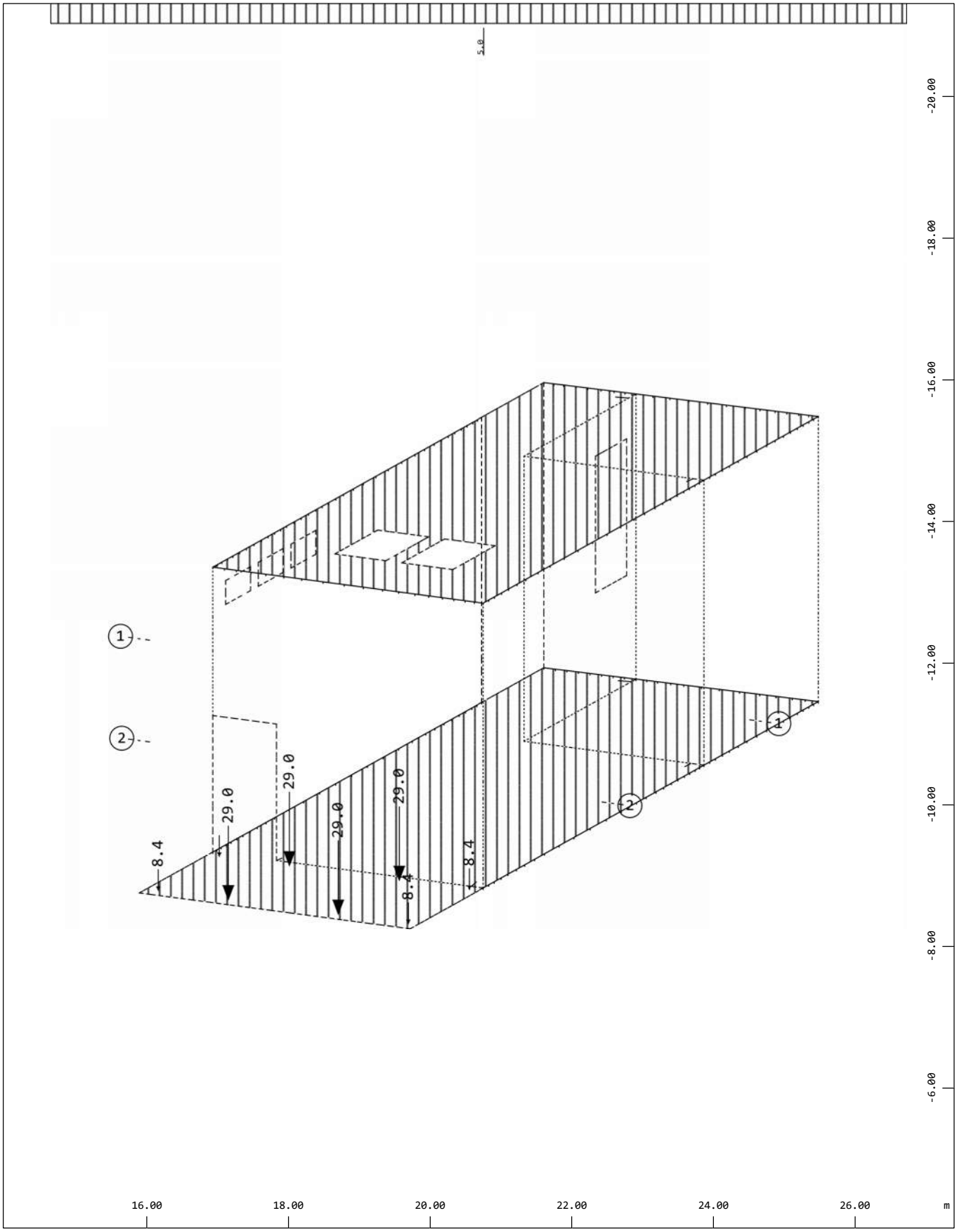


Alle Lasten, Lastfall 100 LF10 + LF11 , (1 cm im Raum = Unit) Flächenelementlast
(Kraft) Vektor (Unit=-1.00 kN/m2,Max=2.50), Freie Einzellast (Kraft)
Vektor(Max=8.80kN), QUAD-Flächeneigengewicht in global Z im Element(Max=7.50kN/m2)

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Technikgebäude
Einwirkungen



Alle Lasten, Lastfall 200 Volllast Q LF21 bis LF23 , (1 cm im Raum = Unit)
Flächenelementlast (Kraft) Vektor (Unit=-1.00 kN/m2,Max=5.00), Freie Einzellast
(Kraft) Vektor(Max=29.0kN)

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Zur Bemessung des Systems sind folgende Überlagerungskombinationen zu bilden.

Grenzzustand der Tragfähigkeit:

Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte

Tabelle 1 Kombinationsbeiwerte (DIN EN 1990/NA, Tab. NA 1.1)

	γ - günstig	γ - ungünstig	ψ0	ψ1	ψ2
ständig	1,00	1,35			
veränderlich	0	1,50	0,7	0,5	0,3
					0

Ständige und vorübergehende Beanspruchung Ed (MAXIMA-Kombinationsvorschrift Nr. 103):

$$E_d = E\left\{\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\right\}$$

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit:

Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte

Tabelle 2 Kombinationsbeiwerte (DIN EN 1990/NA, Tab. NA 1.1)

	γ - günstig	γ - ungünstig	ψ0	ψ1	ψ2
ständig	1,00	1,00			
veränderlich	0	1,00	0,7	0,5	0,3

Quasi-ständige Beanspruchung E_d (MAXIMA-Kombinationsvorschrift Nr. 102):

$$E_{d,perm} = E\left\{\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P_k + \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\right\}$$

Seltene Beanspruchung E_d (MAXIMA-Kombinationsvorschrift Nr. 100):

$$E_{d,rare} = E\left\{\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\right\}$$

Die Einwirkungen wurden bei der Lasteingabe (SOFILOAD) definiert. Die Überlagerung mit Sicherheits- und Kombinationsbeiwerten erfolgt im Programm MAXIMA.

Das Programm ermittelt die maßgebende Schnittgröße an jedem Knoten oder Element und überlagert diese nach der maßgeblichen vorgegebenen Überlagerungsvorschrift.
Die Einwirkungen wurden bei der Lasteingabe (SOFILOAD) definiert.

Ergebnislastfälle aus MAXIMA

Die Ergebnislastfälle aus den berechneten Lastfallüberlagerungen erhalten 4-stellige Lastfallnummern. Hierbei gelten folgende Zuordnungen:

LF 11xx:
Überlagerungslastfälle für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
(seltene Kombination, MAXIMA-Kombinationsvorschrift Nr. 100), Charakteristische Auflagerkräfte

LF 13xx:
Überlagerungslastfälle für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
(quasi-ständige Kombination, MAXIMA-Kombinationsvorschrift Nr. 102), Rissweite

LF 13xx:
Überlagerungslastfälle für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
(quasi-ständige Kombination, MAXIMA-Kombinationsvorschrift Nr. 102), Durchbiegungen

LF 21xx:
Überlagerungslastfälle für den Grenzzustand der Tragfähigkeit
MAXIMA-Kombinationsvorschrift Nr. 103

Die Einer- und die Zehnerziffer der Überlagerungslastfälle haben dabei folgende Bedeutung:

xx01 - xx10	mx, my, mxy, qx, qy Plattenschnittgrößen, max, min
xx21 - xx30	STVZ, STMY Stabschnittgrößen, max, min
xx45 - xx48	P, M Federkräfte bzw. Momente, max, min
xx55 - xx60	PZ, MXX, MYY Auflagerreaktionen am Knoten, max, min
xx67 - xx70	RPZ, RMN Auflagerreaktionen Randelemente, max, min
xx75 - xx76	uz Knotenverformungen, max, min

Zur Kontrolle und zur Lastweiterleitung werden ergänzend zu den von MAXIMA erzeugten Lastfallüberlagerungen manuell folgende Lastkombinationen gebildet (Überlagerung der Lastfälle jeweils 1,0-fach):

Summe Lasten

LF 100 EGZ 1,0 „G Summe“
LC 10 bis 11

LF 200 EGZ 0 „Q Summe“
LC 21 bis 23

Technikgebäude

```
 1 +PROG ASE
 2 $ Dat : R:\...\JFEMaxim_Technikgebäude_01.dat  (#004)
 3 $ Job : B-MEIER:000388
 4 KOPF TECHNIKGEBÄUDE
 5 KOPF 'Stütz- und Schnittgrößen 1.0-fach'
 6 ECHO VOLL NEIN
 7 ECHO LSUM JA; ECHO PLAB NEIN
 8 LF 100  EGZ 1.0 BEZ 'LF10 + LF11'
 9   LC 11
10 LF 200  BEZ 'Volllast Q LF21 bis LF23'
11   LC 21
12   LC 22
13   LC 23
14   ENDE
```

Technikgebäude
Stütz- und Schnittgrößen 1.0-fach

Summe der Lasten

Lastfall	Σ(Lasten)			Bezeichnung
	X[kN]	Y[kN]	Z[kN]	
100	0.0	0.0	1793.4	LF10 + LF11
200	0.0	0.0	644.1	Volllast Q LF21 bis LF23

Technikgebäude

Standardnorm ist EuroNorm: DIN EN 1990:2002 (NA:2012) Grundlagen der Tragwerksplanung (Germany) V 2022

Kombinationsvorschrift Nummer 100

GZG charakteristisch (selten)
Überlagerung nach Handbuch MAXIMA Formel 2.4

$$E_{d,rare} = E\left\{\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus Q_{k,1} \oplus \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\right\}$$

Ergebnislastfälle Typ GZG charakteristisch (selten)

Lastfallauswahl und Einwirkungen

		Überlagerungsfaktoren									
Act	Part	γ-u	γ-f	γ-a	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\psi_1$inf			Bezeichnung
	LF								Fakt	Typ	
G	G	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			Eigengewicht
	10								1.00	PERM	Eigengewicht
	11								1.00	PERM	Ausbaulasten
Q	Q	1.00	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00			Veränderliche Last
	21								1.00	COND	Nutzlast
	22								1.00	COND	Nutzlast
T	Q	1.00	0.00	1.00	0.60	0.50	0.00	1.00			Temperatur
	30								1.00	A14	Sommer
	31								1.00	A14	Winter

Act	Einwirkung	Fakt	Faktor für Lastfall
Part	Einteilung der Einwirkung	Typ	Lastfalltyp
γ-u,γ-f,γ-a	Teilsicherheitsfaktoren ungünstig/günstig/außergewöhnlich	PERM	ständige Last einwirkungsweise
ψ_0,ψ_1,ψ_2,$\psi_1$inf	Kombinationsbeiwerte	COND	bedingte Last
LF	Lastfallnummer	A	Alternativlast

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
1151	100	MAXR-PX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1152	100	MINR-PX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1153	100	MAXR-PY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1154	100	MINR-PY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1155	100	MAXR-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1156	100	MINR-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1157	100	MAXR-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1158	100	MINR-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1159	100	MAXR-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1160	100	MINR-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1161	100	MAXR-MZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1162	100	MINR-MZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1191	100	MAXR-MB KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1192	100	MINR-MB KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1117	100	MAXR-P QUAD Bettungsspannungen
1118	100	MINR-P QUAD Bettungsspannungen
1101	100	MAXR-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1102	100	MINR-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1103	100	MAXR-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1104	100	MINR-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1105	100	MAXR-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1106	100	MINR-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1107	100	MAXR-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1108	100	MINR-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1109	100	MAXR-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1110	100	MINR-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1111	100	MAXR-NXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1112	100	MINR-NXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1113	100	MAXR-NYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Technikgebäude

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
1114	100	MINR-NYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1115	100	MAXR-NXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1116	100	MINR-NXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1101	100	MAXR-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1102	100	MINR-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1103	100	MAXR-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1104	100	MINR-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1105	100	MAXR-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1106	100	MINR-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1107	100	MAXR-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1108	100	MINR-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1109	100	MAXR-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1110	100	MINR-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1111	100	MAXR-NXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1112	100	MINR-NXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1113	100	MAXR-NYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1114	100	MINR-NYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1115	100	MAXR-NXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1116	100	MINR-NXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1171	100	MAXR-UX KNOT Knotenverschiebungen
1172	100	MINR-UX KNOT Knotenverschiebungen
1173	100	MAXR-UY KNOT Knotenverschiebungen
1174	100	MINR-UY KNOT Knotenverschiebungen
1175	100	MAXR-UZ KNOT Knotenverschiebungen
1176	100	MINR-UZ KNOT Knotenverschiebungen
1177	100	MAXR-URX KNOT Knotenverschiebungen
1178	100	MINR-URX KNOT Knotenverschiebungen
1179	100	MAXR-URY KNOT Knotenverschiebungen
1180	100	MINR-URY KNOT Knotenverschiebungen
1181	100	MAXR-URZ KNOT Knotenverschiebungen
1182	100	MINR-URZ KNOT Knotenverschiebungen
1183	100	MAXR-URB KNOT Knotenverschiebungen
1184	100	MINR-URB KNOT Knotenverschiebungen

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Technikgebäude

Standardnorm ist EuroNorm: DIN EN 1990:2002 (NA:2012) Grundlagen der Tragwerksplanung (Germany) V 2022

Kombinationsvorschrift Nummer 101

GZG häufig

Überlagerung nach Handbuch MAXIMA Formel 2.5

$$E_{d,frequ} = E\left\{\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\right\}$$

Ergebnislastfälle Typ GZG häufig

Lastfallauswahl und Einwirkungen

		Überlagerungsfaktoren									
Act	Part	γ-u	γ-f	γ-a	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\psi_1$inf			Bezeichnung
	LF								Fakt	Typ	
G	G	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			Eigengewicht
	10								1.00	PERM	Eigengewicht
	11								1.00	PERM	Ausbaulasten
Q	Q	1.00	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00			Veränderliche Last
	21								1.00	COND	Nutzlast
	22								1.00	COND	Nutzlast
T	Q	1.00	0.00	1.00	0.60	0.50	0.00	1.00			Temperatur
	30								1.00	A14	Sommer
	31								1.00	A14	Winter

Act	Einwirkung	Fakt	Faktor für Lastfall
Part	Einteilung der Einwirkung	Typ	Lastfalltyp
γ-u,γ-f,γ-a	Teilsicherheitsfaktoren ungünstig/günstig/außergewöhnlich	PERM	ständige Last einwirkungsweise
ψ_0,ψ_1,ψ_2,$\psi_1$inf	Kombinationsbeiwerte	COND	bedingte Last
LF	Lastfallnummer	A	Alternativlast

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
1251	101	MAXF-PX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1252	101	MINF-PX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1253	101	MAXF-PY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1254	101	MINF-PY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1255	101	MAXF-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1256	101	MINF-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1257	101	MAXF-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1258	101	MINF-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1259	101	MAXF-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1260	101	MINF-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1261	101	MAXF-MZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1262	101	MINF-MZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1291	101	MAXF-MB KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1292	101	MINF-MB KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1217	101	MAXF-P QUAD Bettungsspannungen
1218	101	MINF-P QUAD Bettungsspannungen
1201	101	MAXF-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1202	101	MINF-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1203	101	MAXF-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1204	101	MINF-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1205	101	MAXF-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1206	101	MINF-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1207	101	MAXF-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1208	101	MINF-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1209	101	MAXF-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1210	101	MINF-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1211	101	MAXF-NXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1212	101	MINF-NXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1213	101	MAXF-NYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Technikgebäude

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
1214	101	MINF-NYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1215	101	MAXF-NXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1216	101	MINF-NXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1201	101	MAXF-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1202	101	MINF-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1203	101	MAXF-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1204	101	MINF-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1205	101	MAXF-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1206	101	MINF-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1207	101	MAXF-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1208	101	MINF-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1209	101	MAXF-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1210	101	MINF-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1211	101	MAXF-NXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1212	101	MINF-NXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1213	101	MAXF-NYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1214	101	MINF-NYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1215	101	MAXF-NXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1216	101	MINF-NXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1271	101	MAXF-UX KNOT Knotenverschiebungen
1272	101	MINF-UX KNOT Knotenverschiebungen
1273	101	MAXF-UY KNOT Knotenverschiebungen
1274	101	MINF-UY KNOT Knotenverschiebungen
1275	101	MAXF-UZ KNOT Knotenverschiebungen
1276	101	MINF-UZ KNOT Knotenverschiebungen
1277	101	MAXF-URX KNOT Knotenverschiebungen
1278	101	MINF-URX KNOT Knotenverschiebungen
1279	101	MAXF-URY KNOT Knotenverschiebungen
1280	101	MINF-URY KNOT Knotenverschiebungen
1281	101	MAXF-URZ KNOT Knotenverschiebungen
1282	101	MINF-URZ KNOT Knotenverschiebungen
1283	101	MAXF-URB KNOT Knotenverschiebungen
1284	101	MINF-URB KNOT Knotenverschiebungen

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Technikgebäude

Standardnorm ist EuroNorm: DIN EN 1990:2002 (NA:2012) Grundlagen der Tragwerksplanung (Germany) V 2022

Kombinationsvorschrift Nummer 102

GZG quasi-ständig
Überlagerung nach Handbuch MAXIMA Formel 2.7

$$E_{d,perm} = E\left\{\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\right\}$$

Ergebnislastfälle Typ GZG quasi-ständig

Lastfallauswahl und Einwirkungen

		Überlagerungsfaktoren									
Act	Part	γ-u	γ-f	γ-a	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\psi_1$inf			Bezeichnung
	LF								Fakt	Typ	
G	G	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			Eigengewicht
	10								1.00	PERM	Eigengewicht
	11								1.00	PERM	Ausbaulasten
Q	Q	1.00	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00			Veränderliche Last
	21								1.00	COND	Nutzlast
	22								1.00	COND	Nutzlast
T	Q	1.00	0.00	1.00	0.60	0.50	0.00	1.00			Temperatur
	30								1.00	A14	Sommer
	31								1.00	A14	Winter

Act	Einwirkung	Fakt	Faktor für Lastfall
Part	Einteilung der Einwirkung	Typ	Lastfalltyp
γ-u,γ-f,γ-a	Teilsicherheitsfaktoren ungünstig/günstig/außergewöhnlich	PERM	ständige Last einwirkungsweise
ψ_0,ψ_1,ψ_2,$\psi_1$inf	Kombinationsbeiwerte	COND	bedingte Last
LF	Lastfallnummer	A	Alternativlast

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
1351	102	MAXP-PX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1352	102	MINP-PX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1353	102	MAXP-PY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1354	102	MINP-PY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1355	102	MAXP-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1356	102	MINP-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1357	102	MAXP-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1358	102	MINP-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1359	102	MAXP-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1360	102	MINP-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1361	102	MAXP-MZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1362	102	MINP-MZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1391	102	MAXP-MB KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1392	102	MINP-MB KNOT Auflagerkräfte in Knoten
1317	102	MAXP-P QUAD Bettungsspannungen
1318	102	MINP-P QUAD Bettungsspannungen
1301	102	MAXP-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1302	102	MINP-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1303	102	MAXP-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1304	102	MINP-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1305	102	MAXP-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1306	102	MINP-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1307	102	MAXP-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1308	102	MINP-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1309	102	MAXP-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1310	102	MINP-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1311	102	MAXP-NXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1312	102	MINP-NXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1313	102	MAXP-NYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Technikgebäude

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
1314	102	MINP-NYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1315	102	MAXP-NXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1316	102	MINP-NXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1301	102	MAXP-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1302	102	MINP-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1303	102	MAXP-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1304	102	MINP-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1305	102	MAXP-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1306	102	MINP-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1307	102	MAXP-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1308	102	MINP-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1309	102	MAXP-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1310	102	MINP-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1311	102	MAXP-NXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1312	102	MINP-NXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1313	102	MAXP-NYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1314	102	MINP-NYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1315	102	MAXP-NXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1316	102	MINP-NXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1371	102	MAXP-UX KNOT Knotenverschiebungen
1372	102	MINP-UX KNOT Knotenverschiebungen
1373	102	MAXP-UY KNOT Knotenverschiebungen
1374	102	MINP-UY KNOT Knotenverschiebungen
1375	102	MAXP-UZ KNOT Knotenverschiebungen
1376	102	MINP-UZ KNOT Knotenverschiebungen
1377	102	MAXP-URX KNOT Knotenverschiebungen
1378	102	MINP-URX KNOT Knotenverschiebungen
1379	102	MAXP-URY KNOT Knotenverschiebungen
1380	102	MINP-URY KNOT Knotenverschiebungen
1381	102	MAXP-URZ KNOT Knotenverschiebungen
1382	102	MINP-URZ KNOT Knotenverschiebungen
1383	102	MAXP-URB KNOT Knotenverschiebungen
1384	102	MINP-URB KNOT Knotenverschiebungen

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Technikgebäude

Standardnorm ist EuroNorm: DIN EN 1990:2002 (NA:2012) Grundlagen der Tragwerksplanung (Germany) V 2022

Kombinationsvorschrift Nummer 103

GZT Grundkombination

Überlagerung nach Handbuch MAXIMA Formel 2.1

$$E_d = E\left\{\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}\cdot G_{k,j} \oplus \gamma_P \cdot P_k \oplus \gamma_{Q,1}\cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\cdot\psi_{0,i}\cdot Q_{k,i}\right\}$$

Ergebnislastfälle Typ GZT Grundkombination

Lastfallauswahl und Einwirkungen

		Überlagerungsfaktoren									
Act	Part	γ-u	γ-f	γ-a	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\psi_1$inf			Bezeichnung
	LF								Fakt	Typ	
G	G	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			Eigengewicht
	10								1.00	PERM	Eigengewicht
	11								1.00	PERM	Ausbaulasten
Q	Q	1.50	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00			Veränderliche Last
	21								1.00	COND	Nutzlast
	22								1.00	COND	Nutzlast
T	Q	1.50	0.00	1.00	0.60	0.50	0.00	1.00			Temperatur
	30								1.00	A14	Sommer
	31								1.00	A14	Winter

Act	Einwirkung	Fakt	Faktor für Lastfall
Part	Einteilung der Einwirkung	Typ	Lastfalltyp
γ-u,γ-f,γ-a	Teilsicherheitsfaktoren ungünstig/günstig/außergewöhnlich	PERM	ständige Last einwirkungsweise
$\psi_0,\psi_1,\psi_2,\psi_1$inf	Kombinationsbeiwerte	COND	bedingte Last
LF	Lastfallnummer	A	Alternativlast

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
2151	103	MAX-PX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2152	103	MIN-PX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2153	103	MAX-PY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2154	103	MIN-PY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2155	103	MAX-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2156	103	MIN-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2157	103	MAX-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2158	103	MIN-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2159	103	MAX-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2160	103	MIN-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2161	103	MAX-MZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2162	103	MIN-MZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2191	103	MAX-MB KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2192	103	MIN-MB KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2117	103	MAX-P QUAD Bettungsspannungen
2118	103	MIN-P QUAD Bettungsspannungen
2101	103	MAX-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2102	103	MIN-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2103	103	MAX-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2104	103	MIN-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2105	103	MAX-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2106	103	MIN-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2107	103	MAX-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2108	103	MIN-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2109	103	MAX-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2110	103	MIN-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2111	103	MAX-NXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2112	103	MIN-NXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2113	103	MAX-NYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Technikgebäude

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
2114	103	MIN-NYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2115	103	MAX-NXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2116	103	MIN-NXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2101	103	MAX-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
2102	103	MIN-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
2103	103	MAX-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2104	103	MIN-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2105	103	MAX-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2106	103	MIN-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2107	103	MAX-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
2108	103	MIN-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
2109	103	MAX-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2110	103	MIN-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2111	103	MAX-NXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
2112	103	MIN-NXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
2113	103	MAX-NYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2114	103	MIN-NYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2115	103	MAX-NXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2116	103	MIN-NXY QUAK Schnittgrößen in Knoten

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

11.1.3 Schnittgrößen und Bemessung

11.1.3.1 Allgemeines, Verformung, Bettungsspannung und Schnittlasten

Die Berechnungen und Bemessung erfolgen mit dem FE-Programm Sofistik. Die Generierung des FE-Netzes erfolgt mit dem Programmodul SOFiMSHC. Die grafische Ausgabe wird mit dem Programmodul WINGRAF erzeugt.

Die Durchstanznachweise werden entsprechend der DIN EN 1992-1 in mehreren Schnittführungen geführt.

Die Deckenplatte wird als schlaff bewehrte Stahlbetonflachdecke geplant.

Berechnung der Verformungen

Begrenzung der Verformungen:

Für Flachdecken erfolgt der Nachweis auf Basis der jeweils größten Stützweite.

l_{eff} = 4,25 m → $w_A = l_{eff} / 250$ = 17,0 mm (h = 20 cm)

Übersicht über die Programmausgabe:

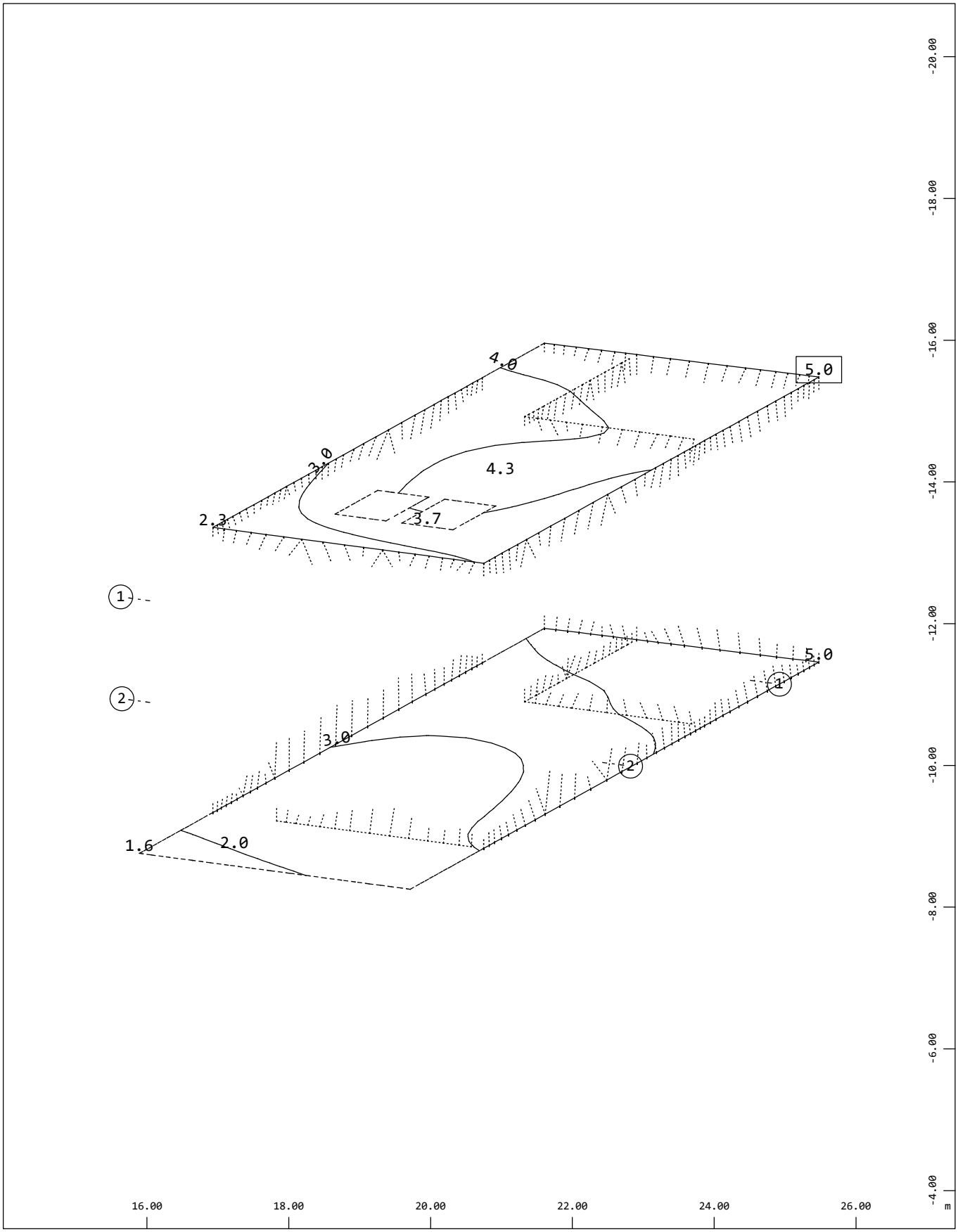
Als Ergebnisse der Berechnung werden für die **elastischen Verformungen** folgende Lastfälle ausgegeben:

- Verformungen im LF 100 Summe G
- Verformungen im LF 200 Summe Q
- Verformungen im LF 1375 quasi-ständige Kombination, linear Analyse

Zur Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden sind die elastischen Verformungen mit einem Faktor von 4 bis 5 zu multiplizieren!

-Verformungen	LF 100	Werte aus „ständige Lasten“ (charakteristisch)
	LF 200	Werte aus „Nutzlasten (Volllast)“ (charakteristisch)
	LF 1375	max / min uz, GZG
-Bettungsspannung	LF 100	Werte aus „ständige Lasten“ (charakteristisch)
	LF 200	Werte aus „Nutzlasten (Volllast)“ (charakteristisch)
	LF 2117/ 2118	Maximalwerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) Knoten
-Plattenschnittgrößen	LF 21xx	Maximalwerte Biegemoment im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)
	LF 21xx	Minimalwerte Biegemoment im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT Maximale Bemessungsquerkraft Ved im Bemessungs-lastfall 1
-Scheibenschnittgrö-ßen	LF 211x	Membrankraft n-xx im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)
	LF 211x	Membrankraft n-yy im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT

Technikgebäude
Verformungen

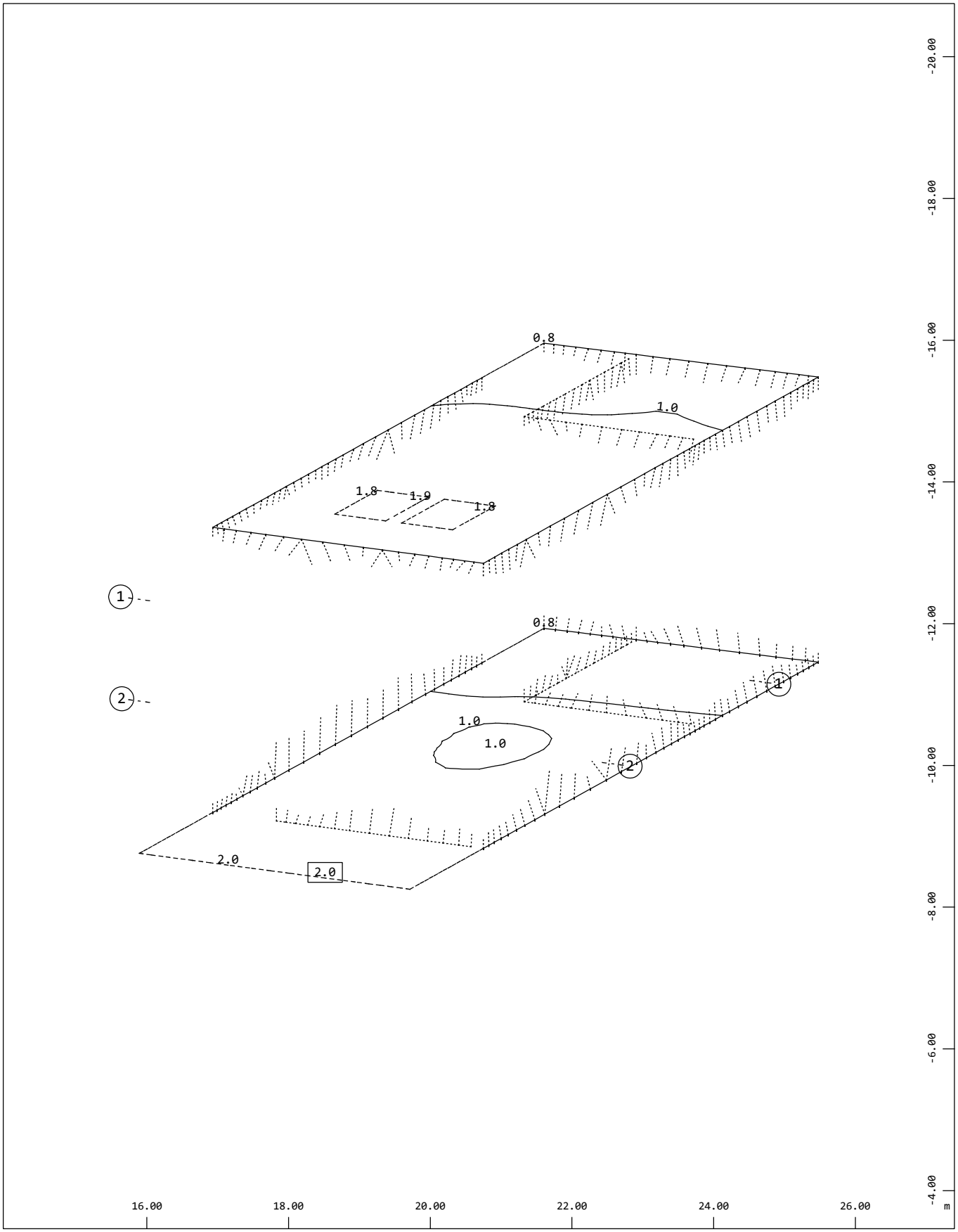


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 1 2
Knotenverschiebung in global Z , Lastfall 100 LF10 + LF11 , von 1.59 bis 4.99 Stufen
1.00 mm

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Verformungen



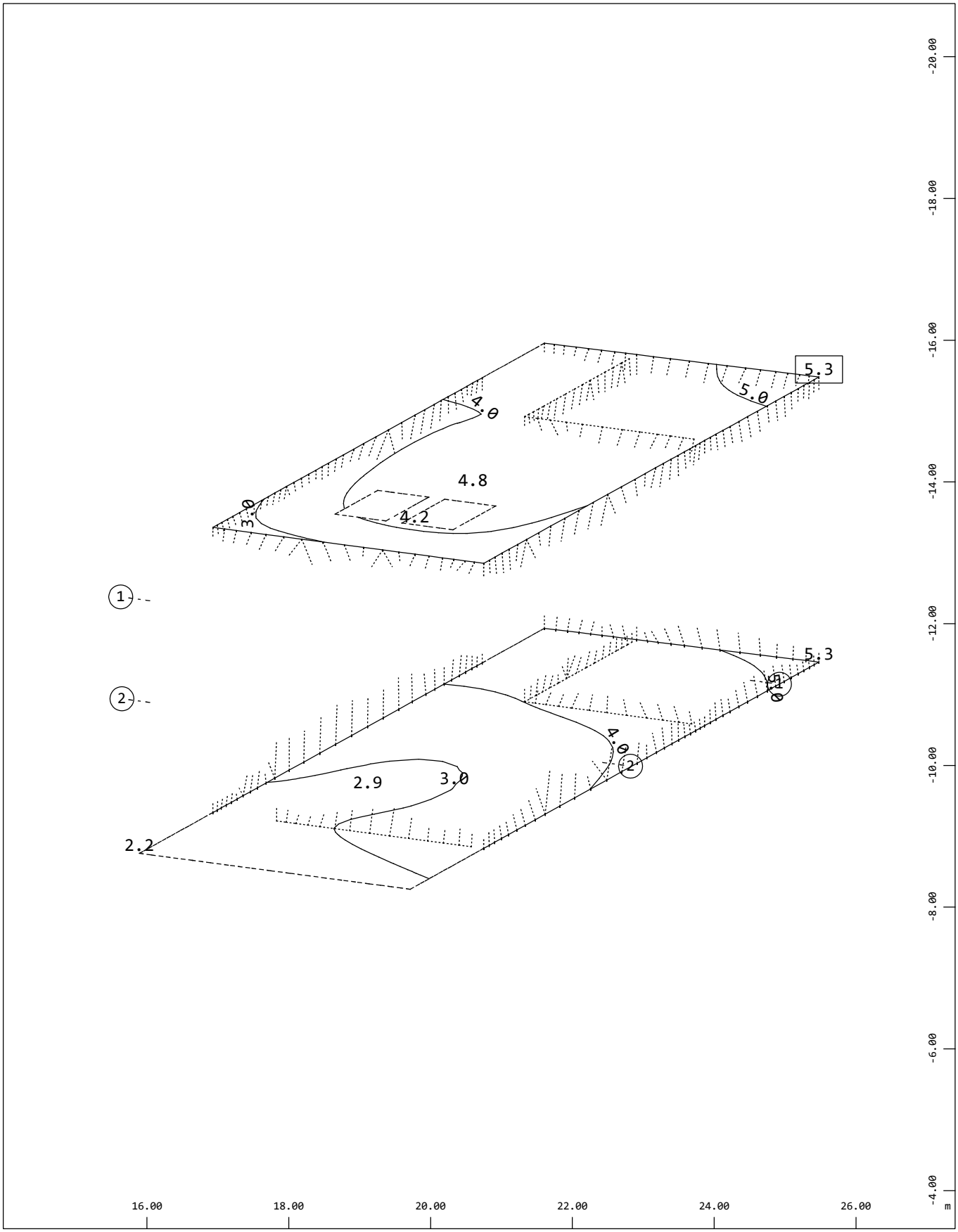
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 1 2

Knotenverschiebung in global Z , Lastfall 200 Volllast Q LF21 bis LF23 , von 0.829 bis 2.00 Stufen 1.00 mm

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Verformungen

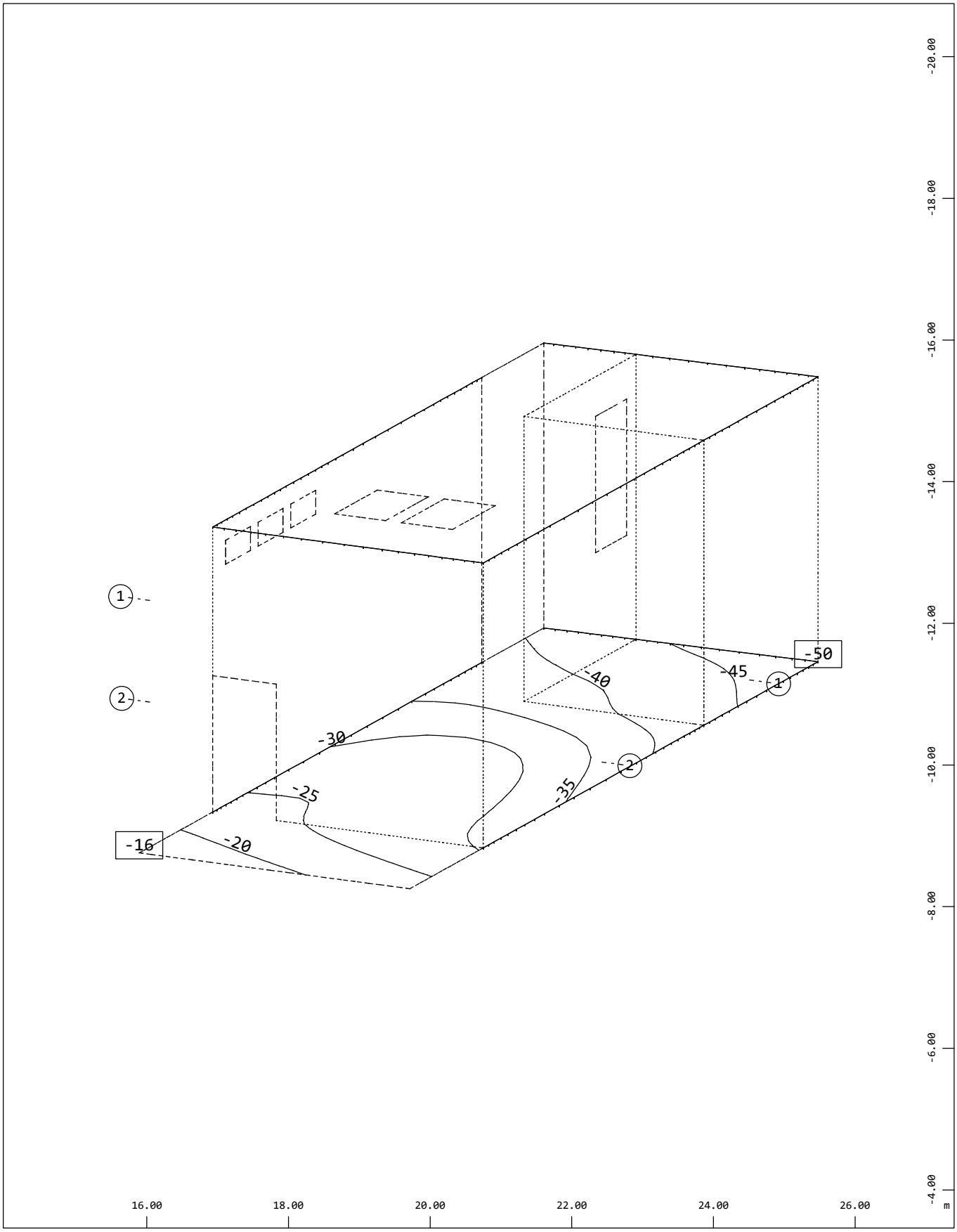


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 1 2
Knotenverschiebung in global Z , Lastfall 1375 MAXP-UZ KNOT Knotenverschiebunge , von
2.18 bis 5.33 Stufen 1.00 mm

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Stützenlasten

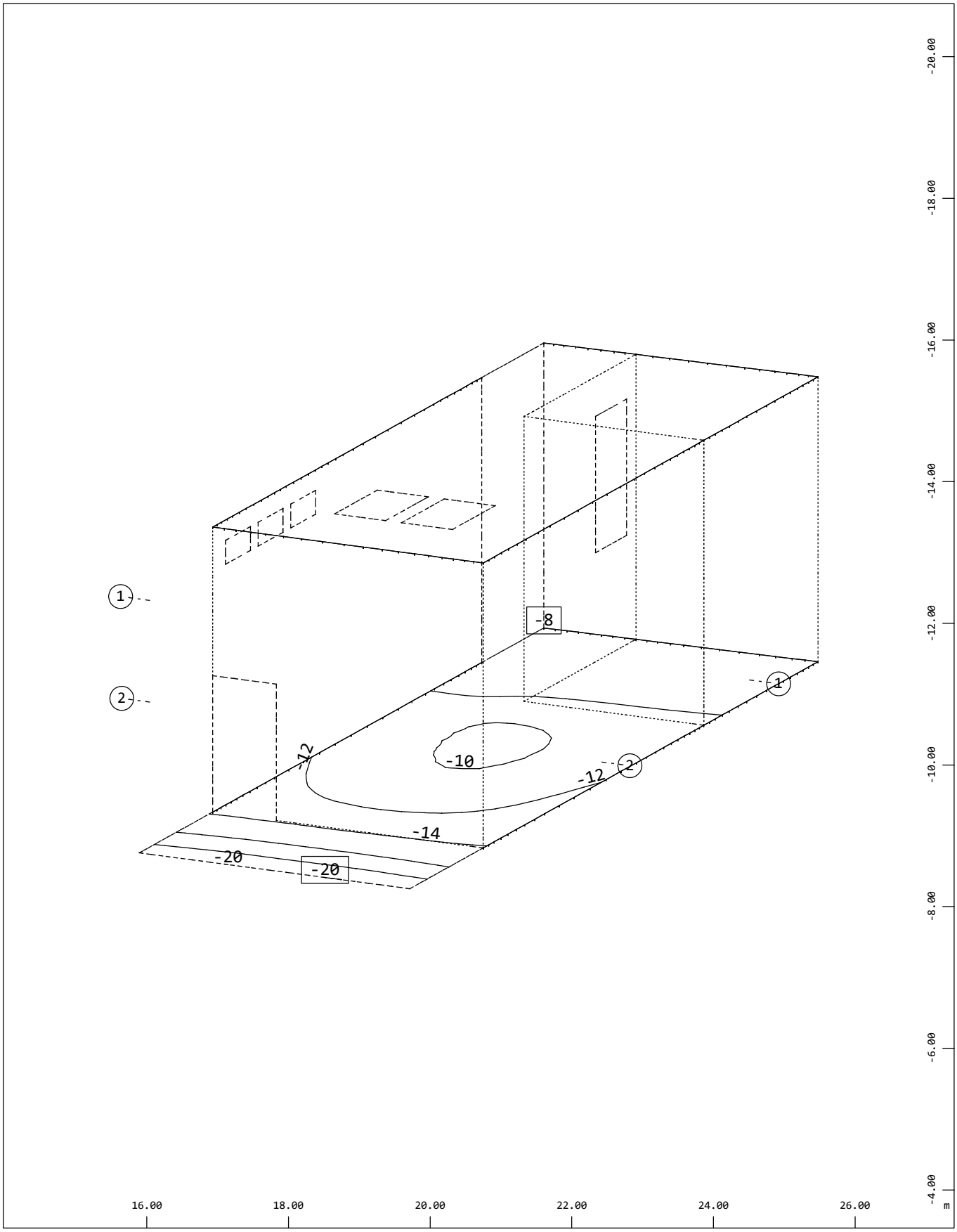


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Bettungsspannung im Knoten ↕ , Lastfall 100 LF10 + LF11 , von -49.9 bis -15.9 Stufen 5.00
kN/m2

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Stützenlasten

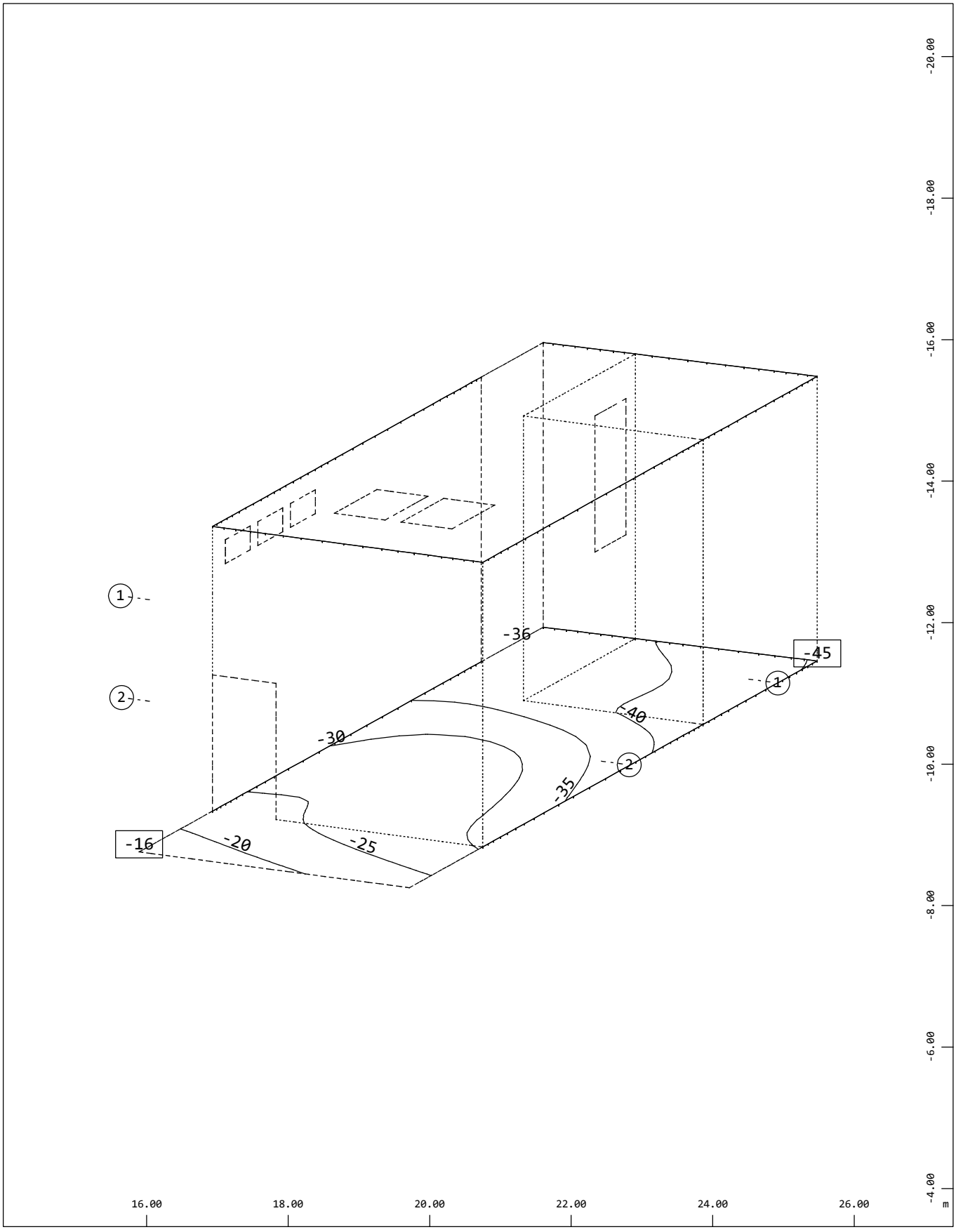


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Bettungsspannung im Knoten ↕ , Lastfall 200 Volllast Q LF21 bis LF23 , von -20.0 bis -8.29 Stufen 2.00 kN/m2

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Stützenlasten

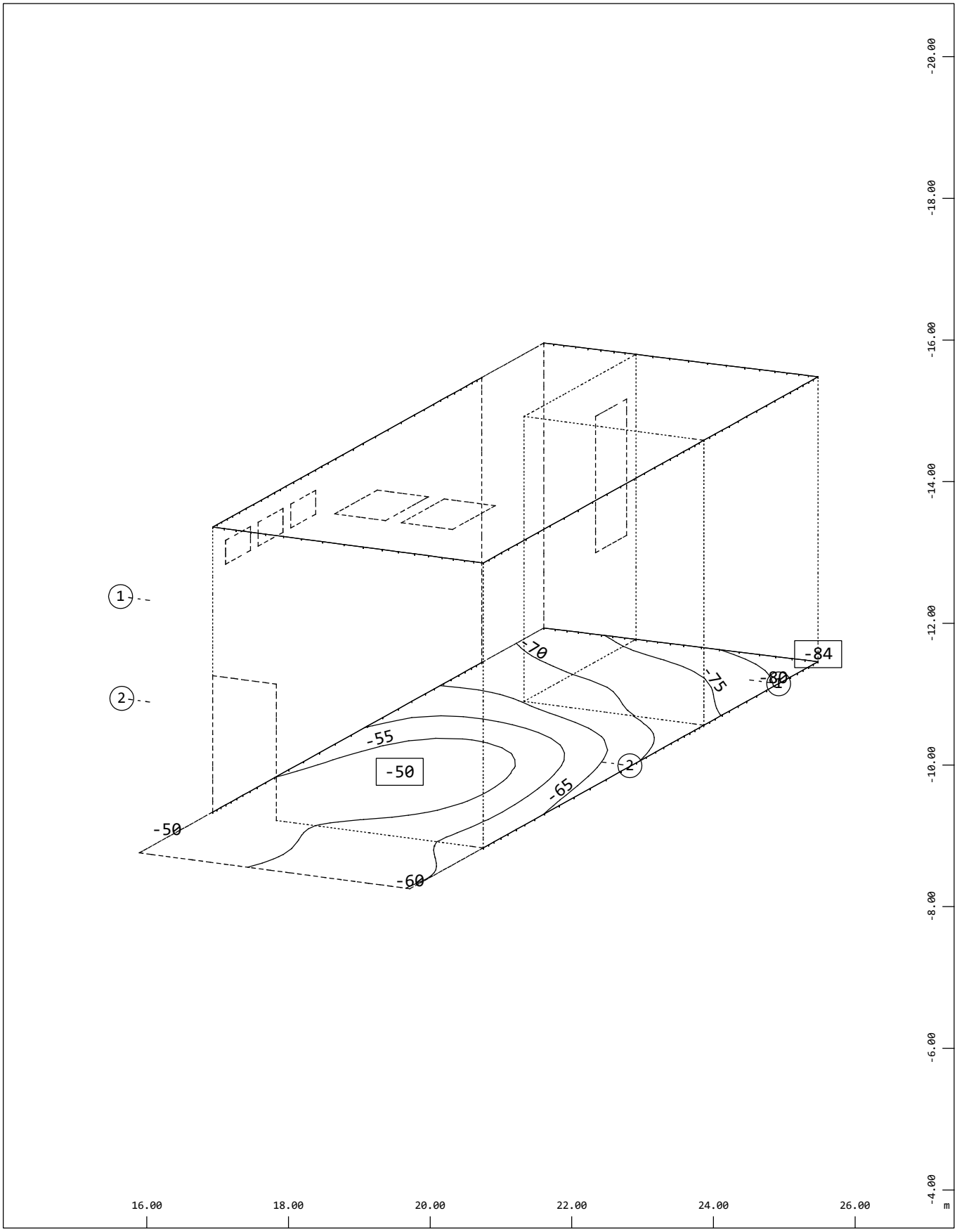


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Bettungsspannung im Knoten ↕ , Lastfall 2117 MAX-P QUAD Bettungsspannungen , von -45.3
bis -15.9 Stufen 5.00 kN/m2

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Stützenlasten

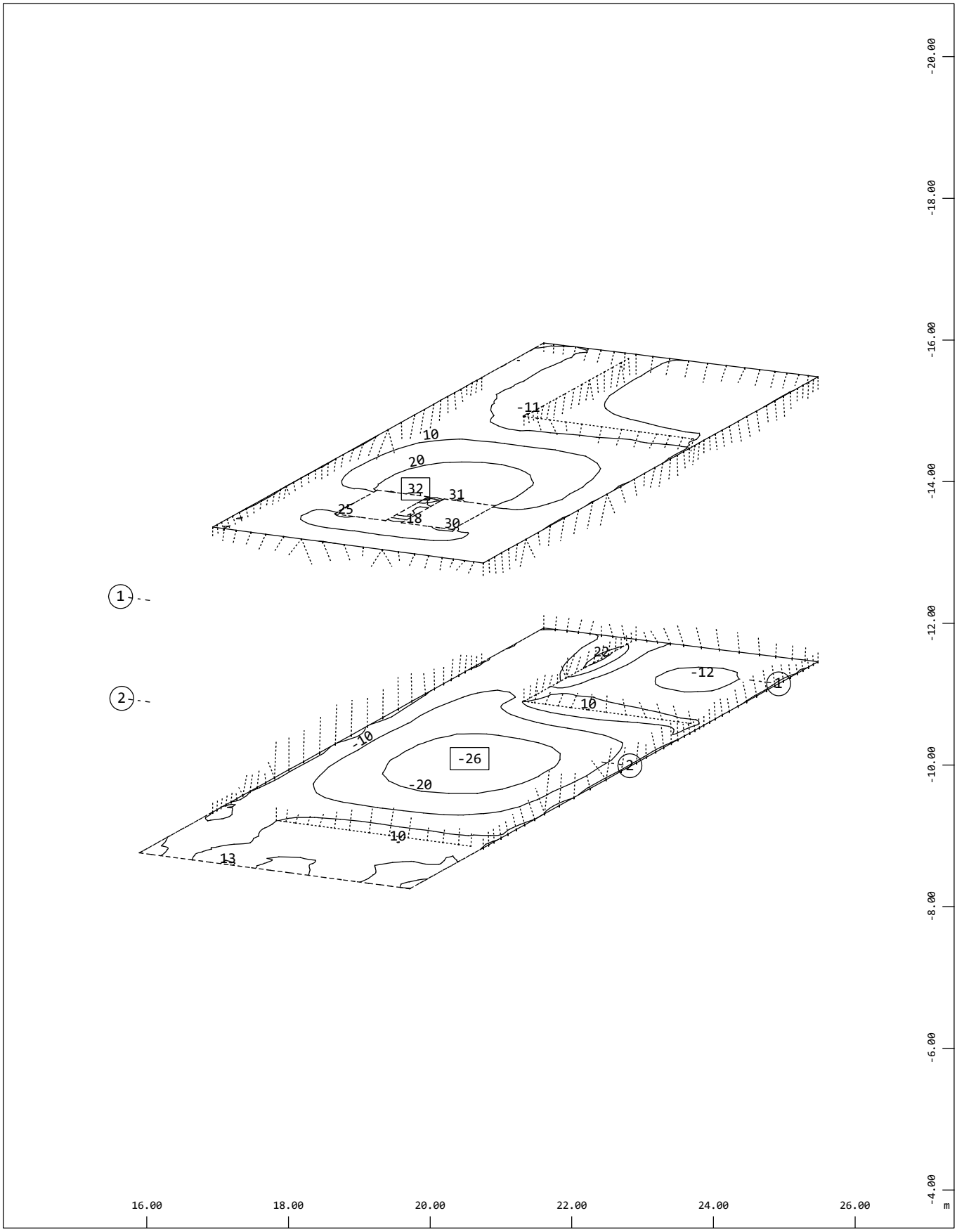


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Bettungsspannung im Knoten ↕ , Lastfall 2118 MIN-P QUAD Bettungsspannungen , von -84.4
bis -50.3 Stufen 5.00 kN/m2

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Schnittgrößen

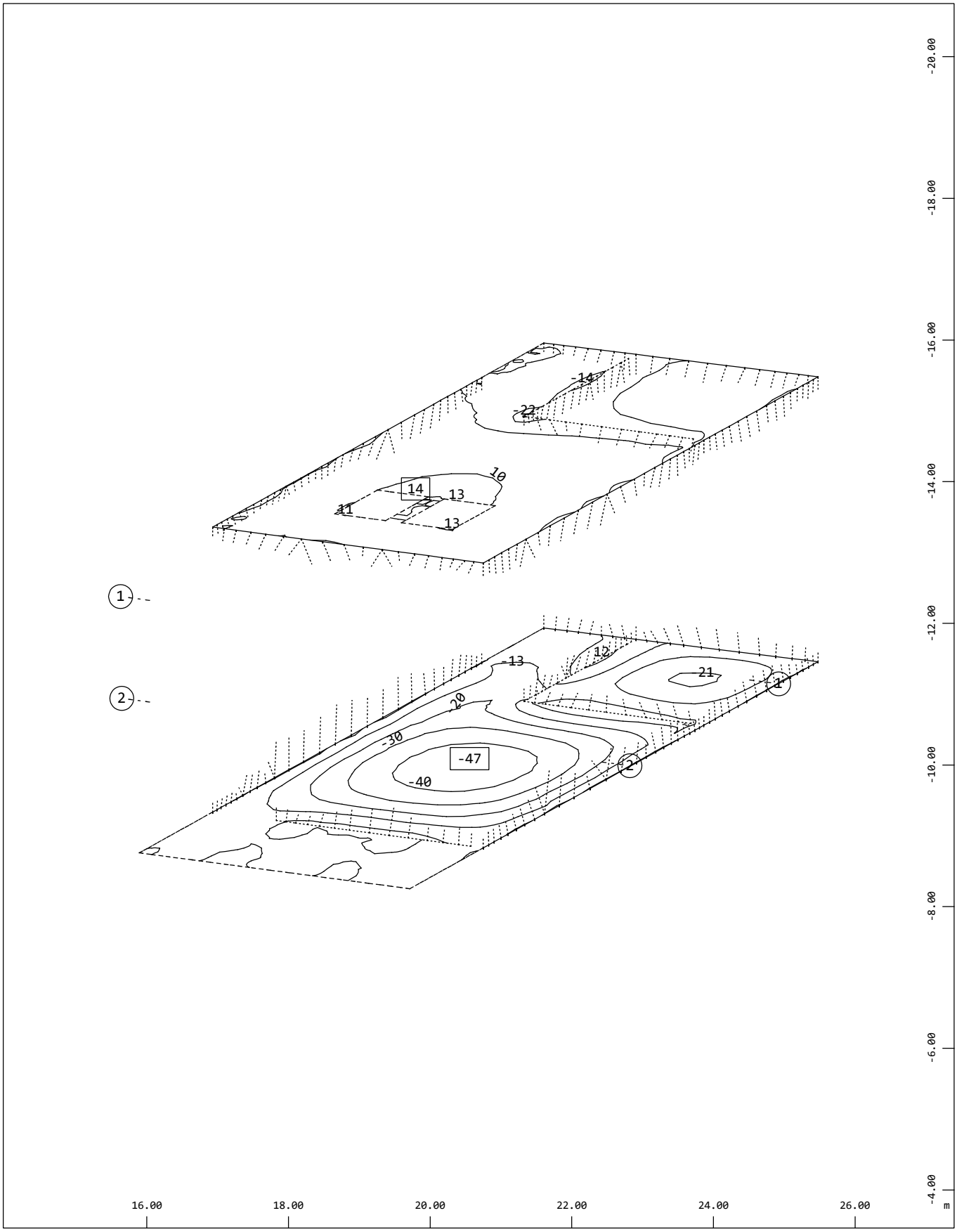


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 1 2
Biegemoment m-xx in lokal x im Knoten ↔, Lastfall 2101 MAX-MXX QUAD Schnittgrößen in ,
von -26.0 bis 32.2 Stufen 10.0 kNm/m

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Schnittgrößen

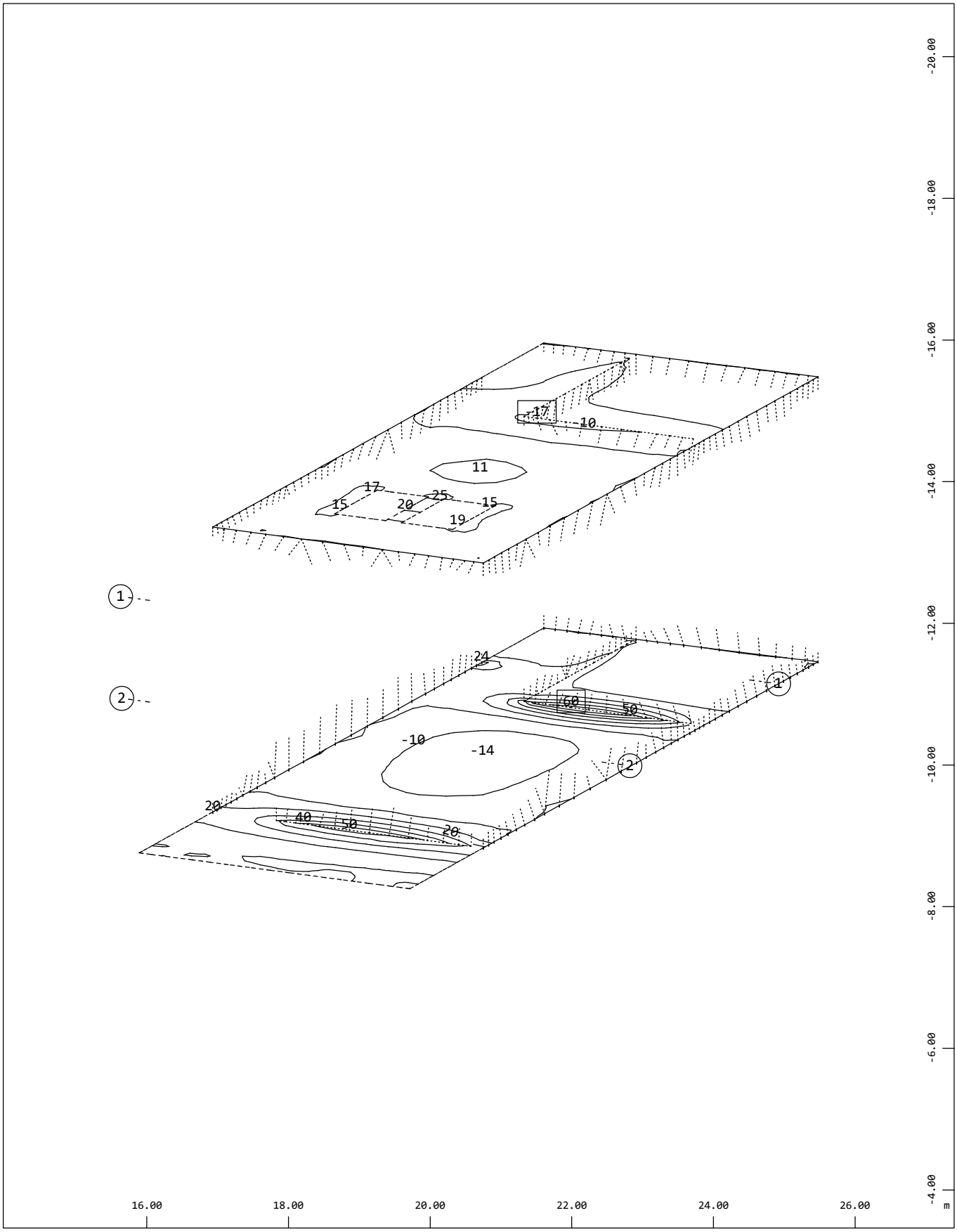


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 1 2
Biegemoment m-xx in lokal x im Knoten ↔, Lastfall 2102 MIN-MXX QUAD Schnittgrößen in ,
von -47.1 bis 13.5 Stufen 10.0 kNm/m

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Schnittgrößen

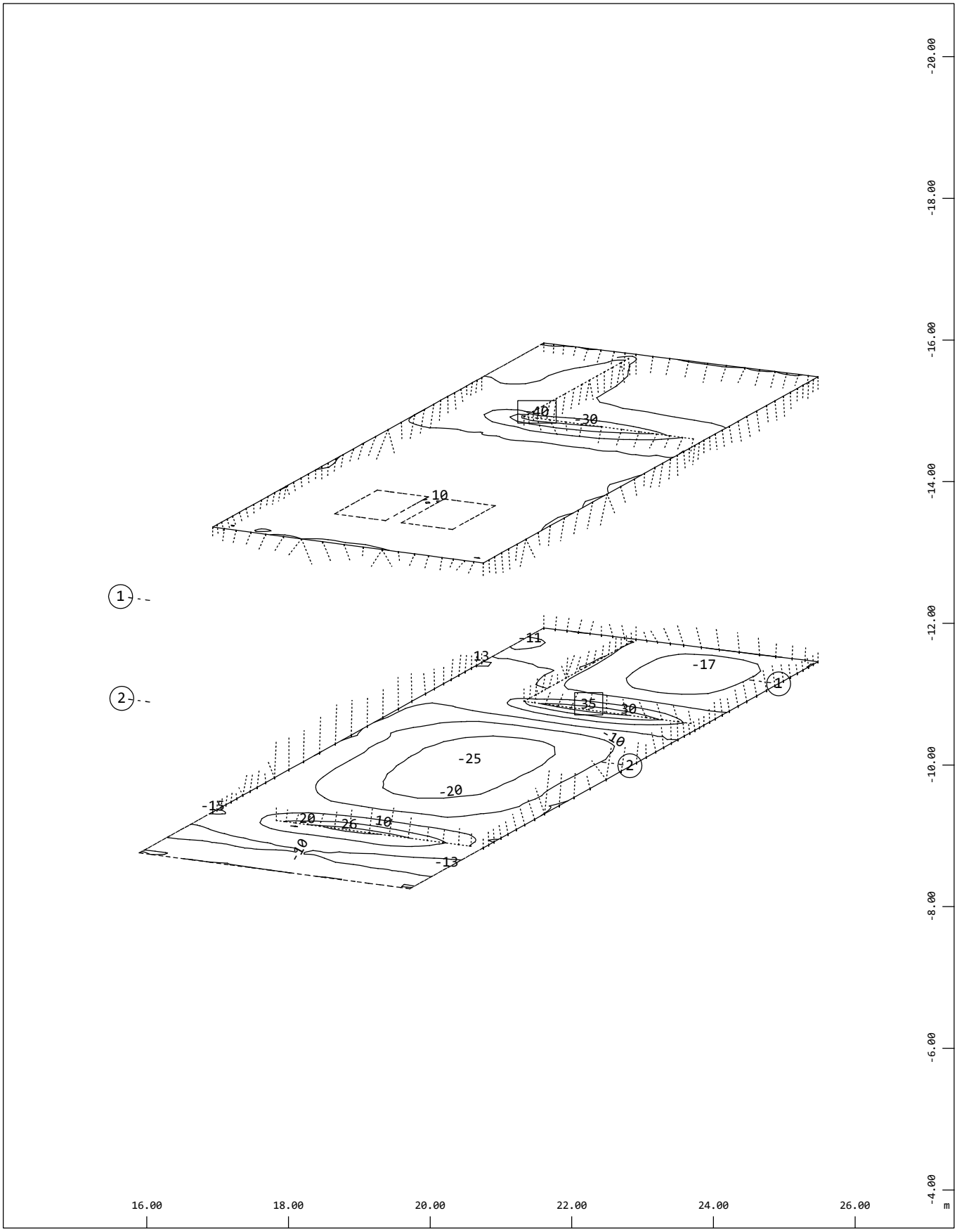


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 1 2
Biegemoment m-yy in lokal y im Knoten , Lastfall 2103 MAX-MYY QUAD Schnittgrößen in ,
von -17.5 bis 59.8 Stufen 10.0 kNm/m

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Schnittgrößen

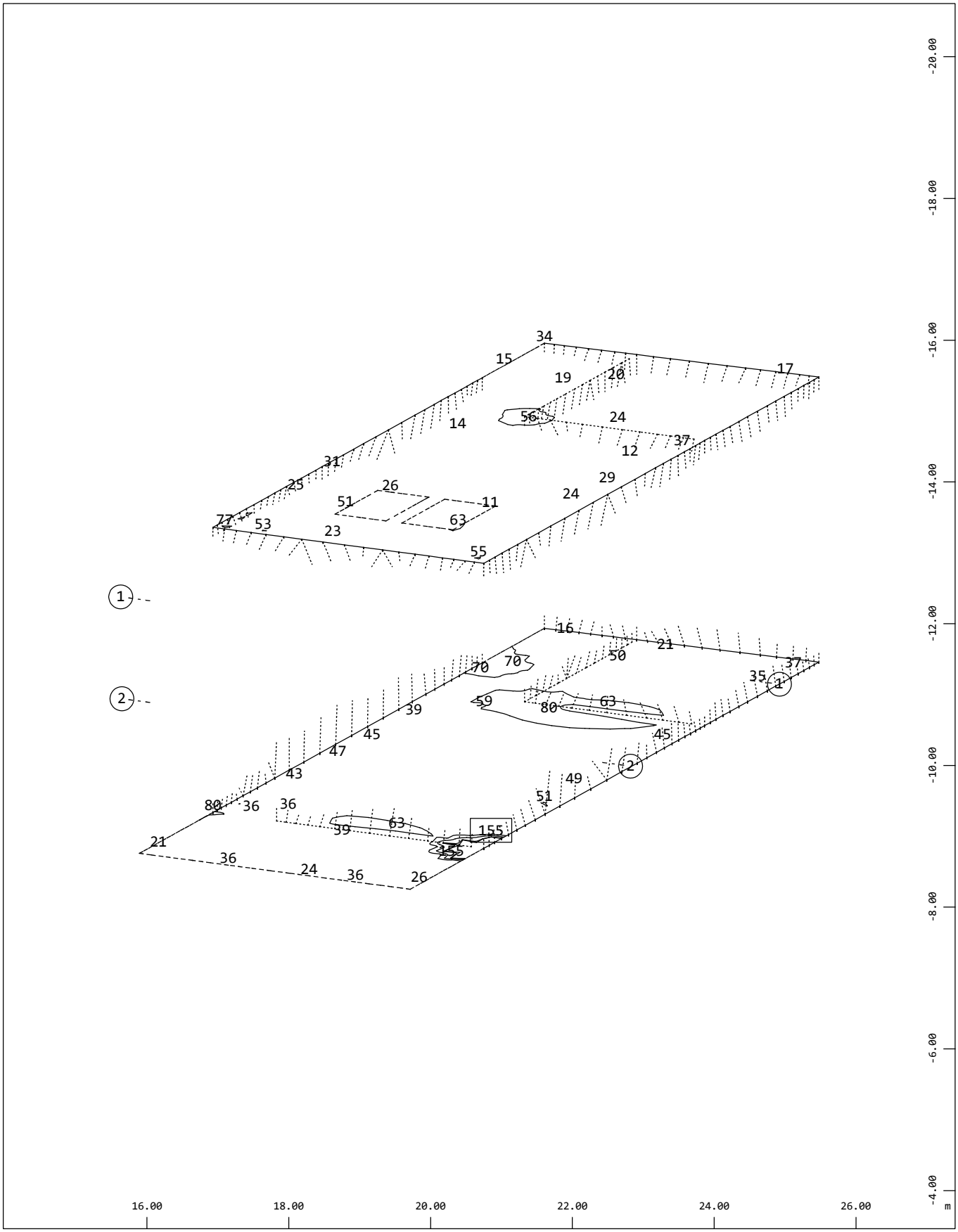


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 1 2
Biegemoment m-yy in lokal y im Knoten , Lastfall 2104 MIN-MYY QUAD Schnittgrößen in ,
von -39.9 bis 34.9 Stufen 10.0 kNm/m

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Schnittgrößen

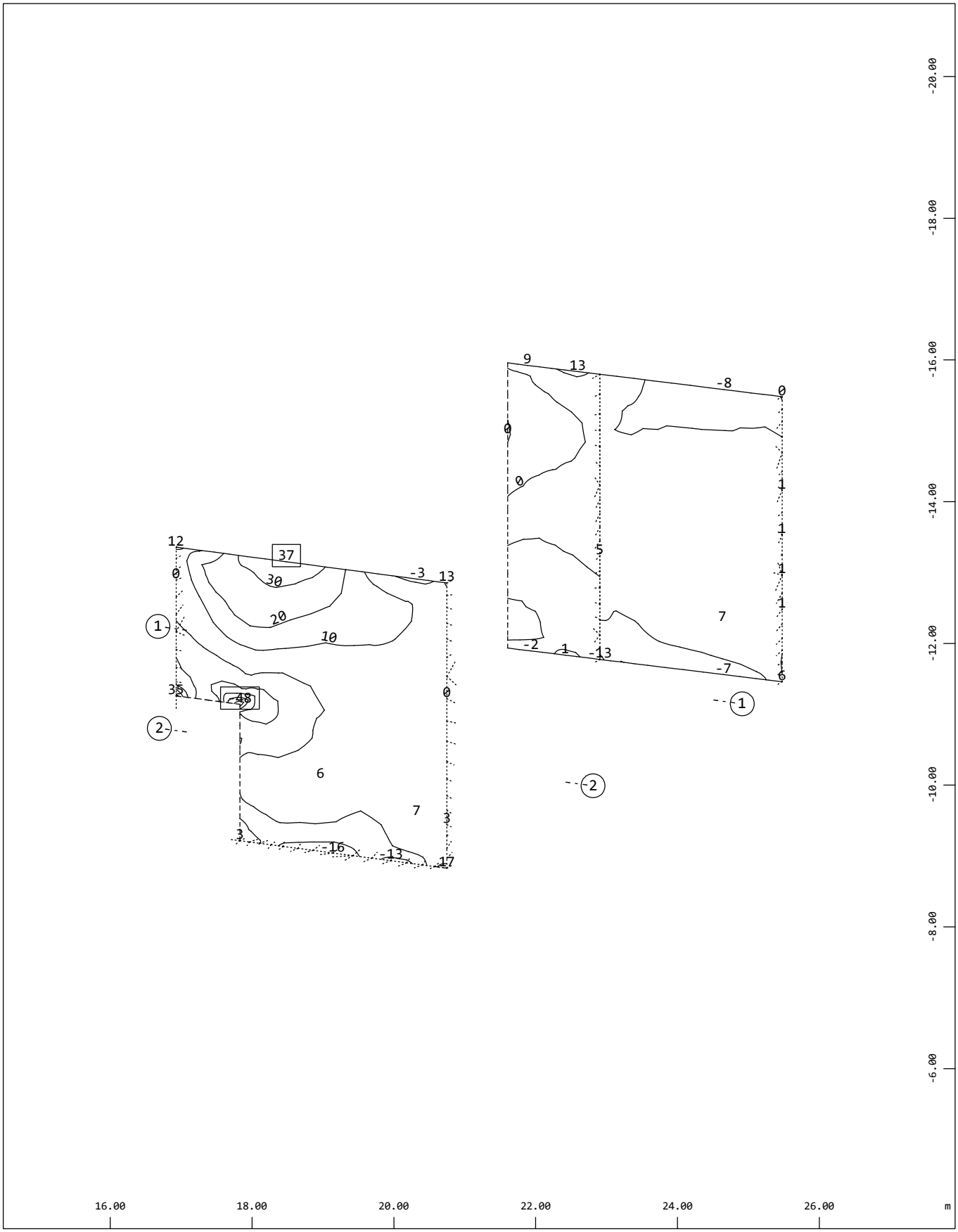


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 1 2
Maximale Bemessungsquerkraft VED im Knoten, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 50.0 bis 154.8 Stufen 50.0,100.0,150.0,154.8 kN/m

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

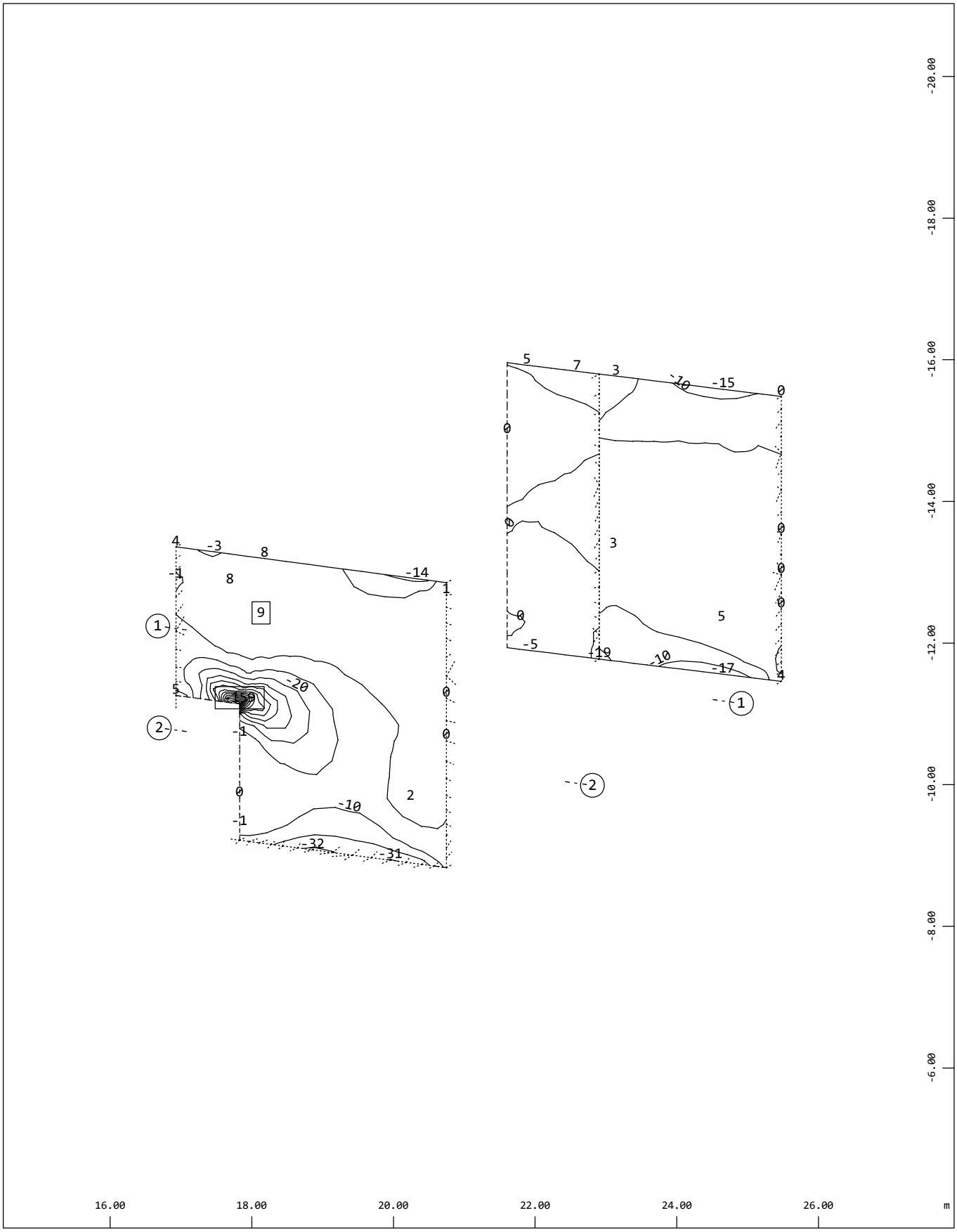
Technikgebäude
Schnittgrößen



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 3
Membrankraft n-xx in lokal x im Knoten
, von -48.0 bis 36.7 Stufen 10.0 kN/m
↔, Lastfall 2111 MAX-NXX QUAD Schnittgrößen in
M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Schnittgrößen

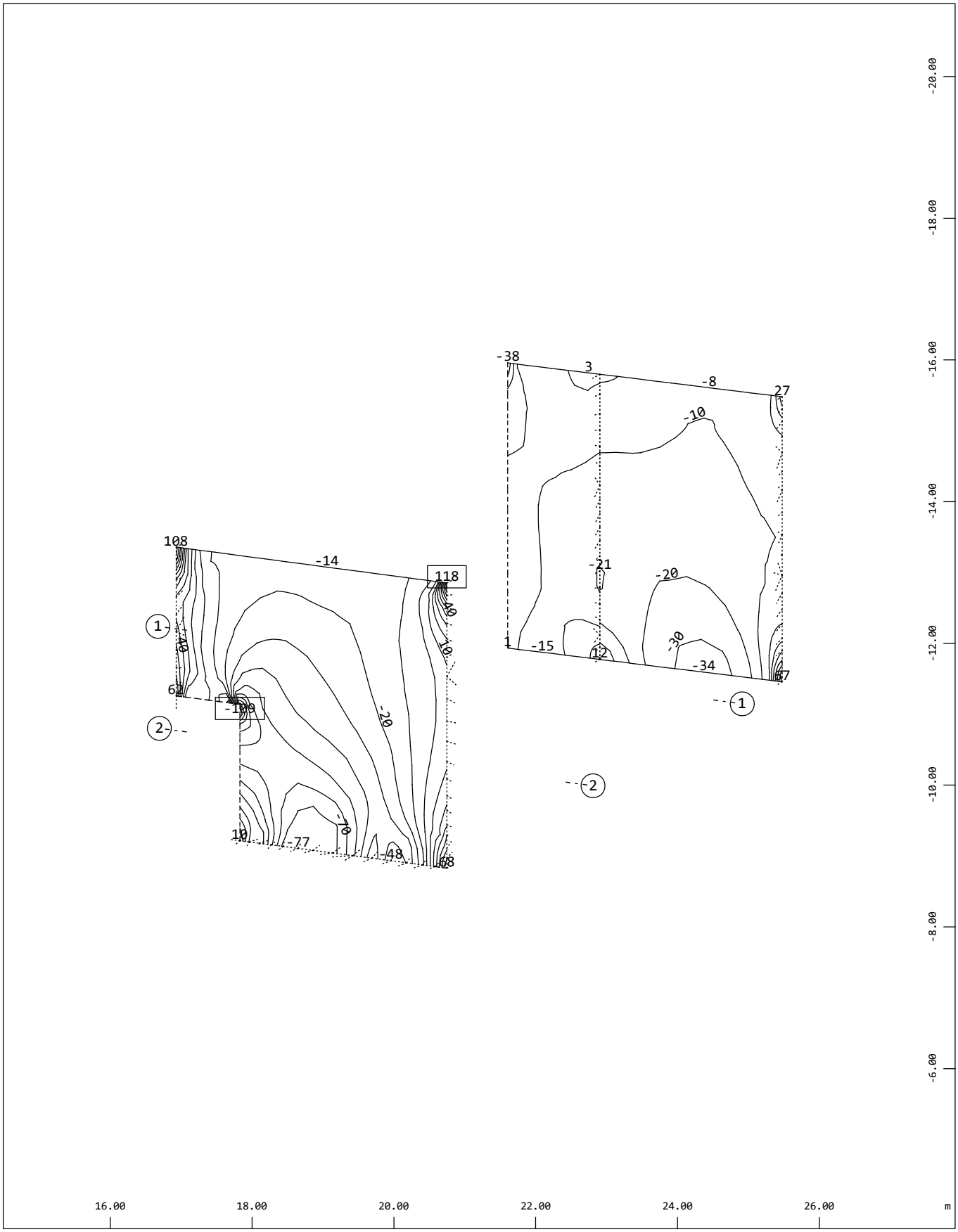


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 3
Membrankraft n-xx in lokal x im Knoten
, von -158.6 bis 8.62 Stufen 10.0 kN/m
↔, Lastfall 2112 MIN-NXX QUAD Schnittgrößen in

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Schnittgrößen

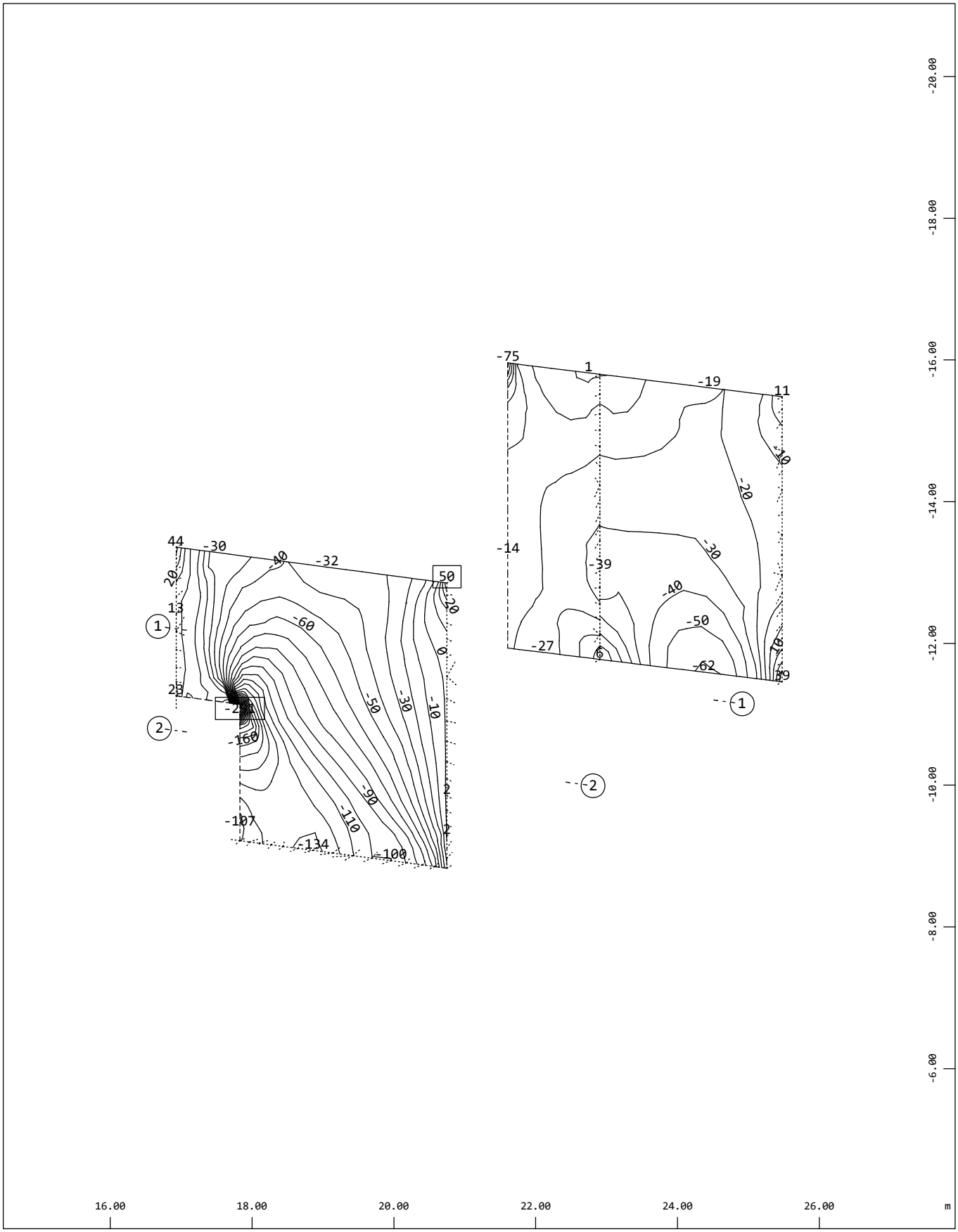


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 3
Membrankraft n-yy in lokal y im Knoten , Lastfall 2113 MAX-NYY QUAD Schnittgrößen in
, von -108.5 bis 118.5 Stufen 10.0 kN/m

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Schnittgrößen

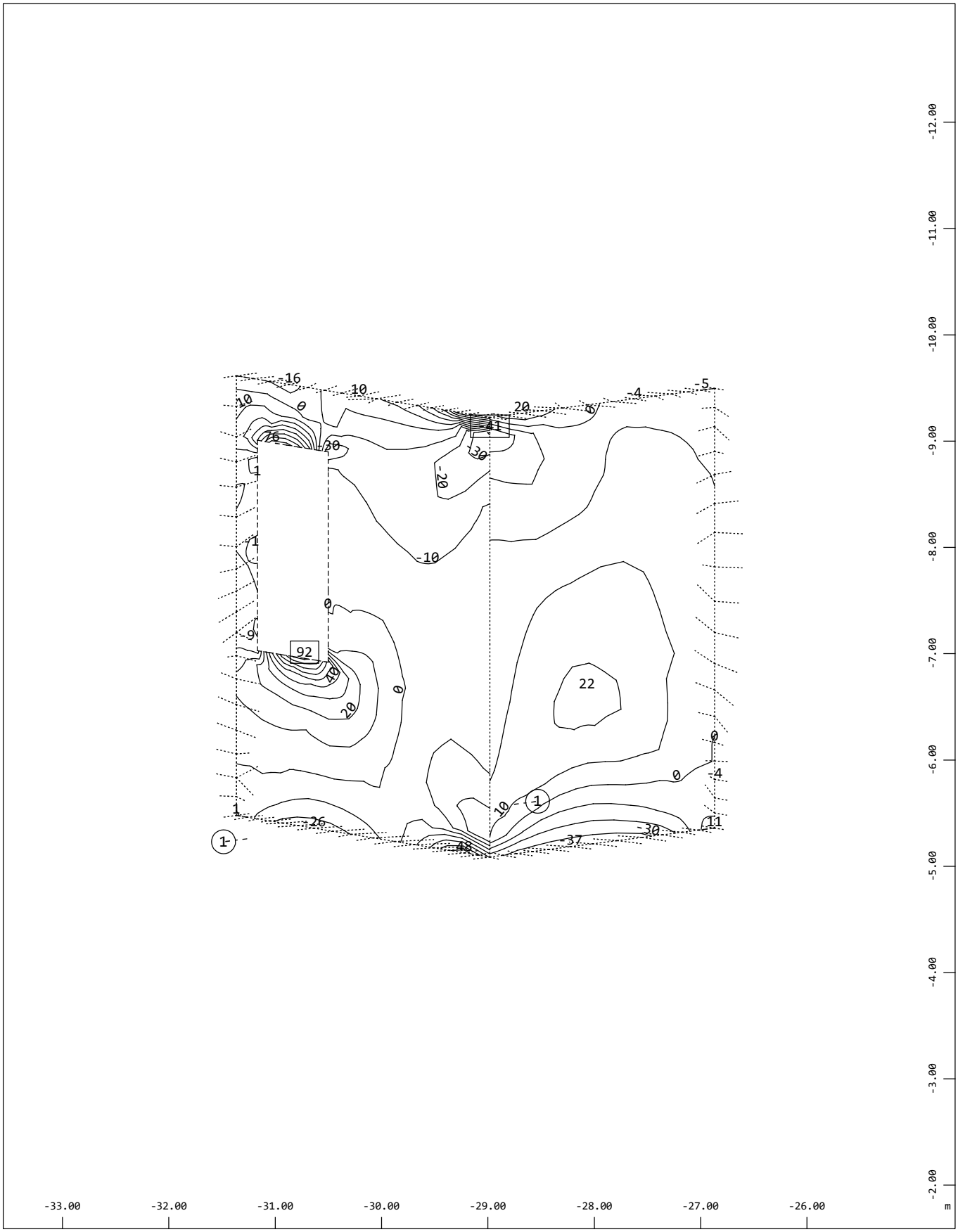


Systemausschnitt Gruppe 3
Membrankraft n-yy in lokal y im Knoten , von -291.1 bis 50.3 Stufen 10.0 kN/m
, Lastfall 2114 MIN-NYY QUAD Schnittgrößen in

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Technikgebäude
Schnittgrößen

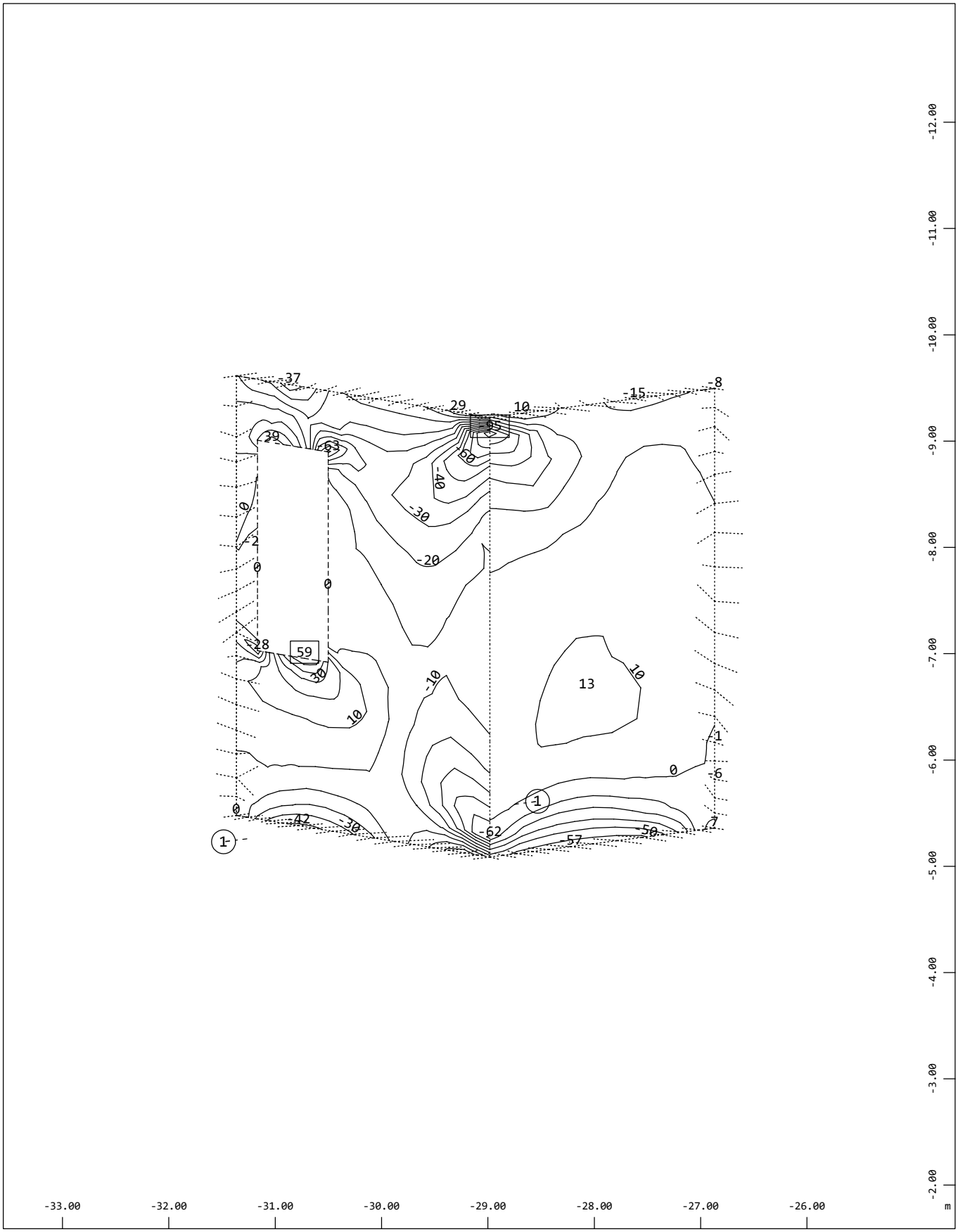


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 4
Membrankraft n-xx in lokal x im Knoten, Lastfall 2111 MAX-NXX QUAD Schnittgrößen in ,
von -41.0 bis 92.4 Stufen 10.0 kN/m

M 1 : 50
X * 0.672
Y * 0.754
Z * 0.989

Technikgebäude
Schnittgrößen

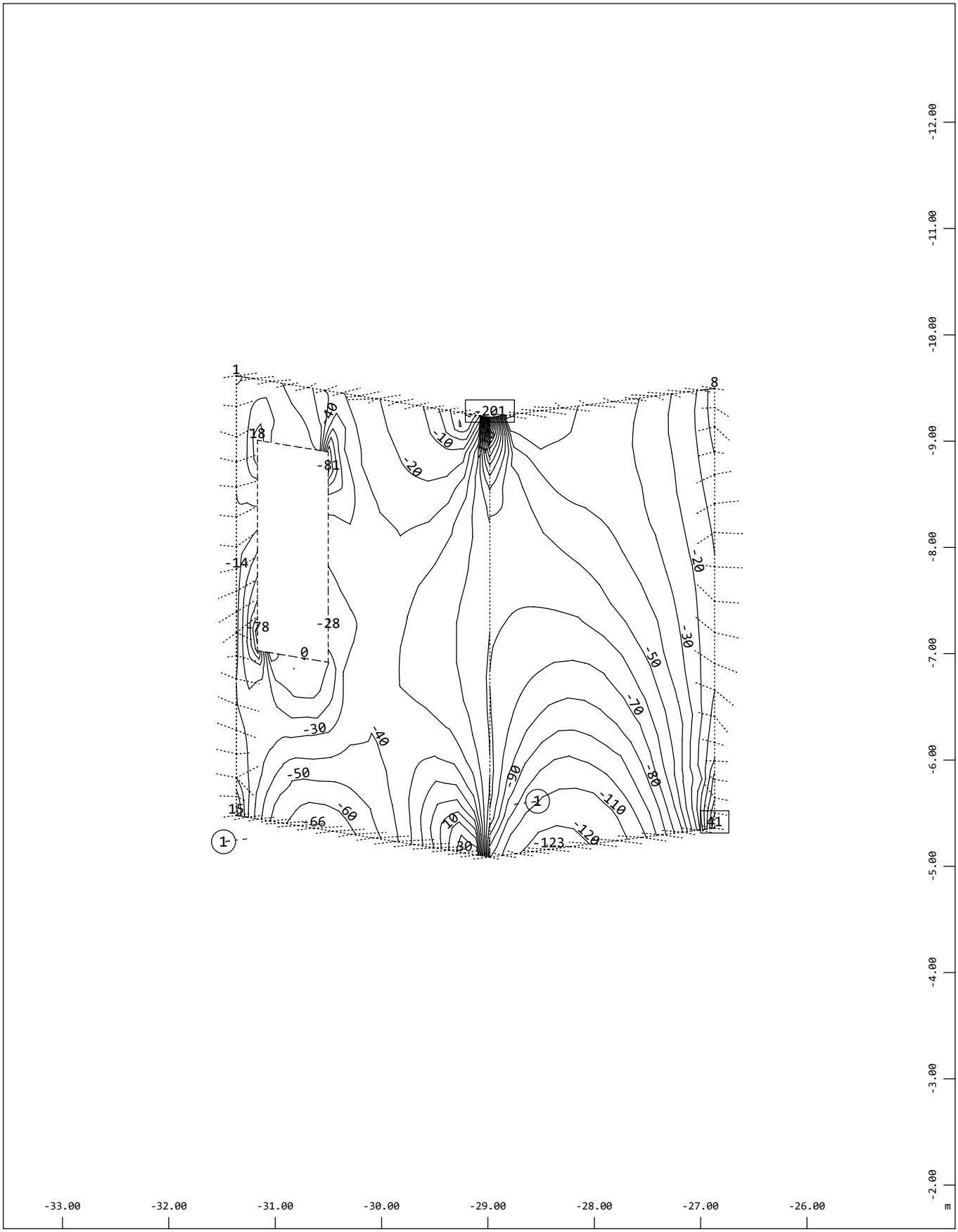


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 4
Membrankraft n-xx in lokal x im Knoten, Lastfall 2112 MIN-NXX QUAD Schnittgrößen in , von -95.3 bis 59.0 Stufen 10.0 kN/m

M 1 : 50
X * 0.672
Y * 0.754
Z * 0.989

Technikgebäude
Schnittgrößen

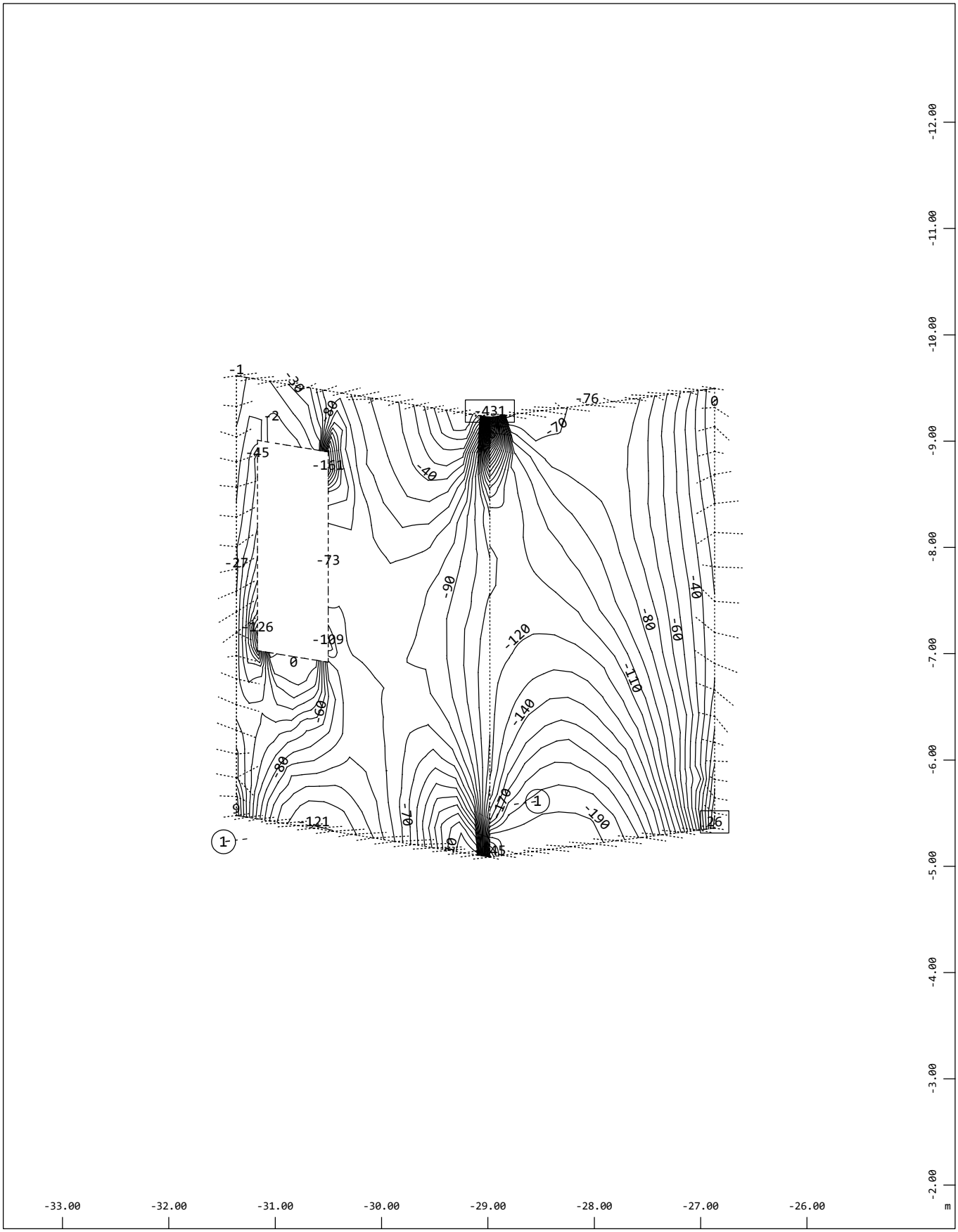


Systemausschnitt Gruppe 4
Membrankraft n-yy in lokal y im Knoten , von -201.0 bis 41.4 Stufen 10.0 kN/m
, Lastfall 2113 MAX-NYY QUAD Schnittgrößen in

M 1 : 50
X * 0.672
Y * 0.754
Z * 0.989

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Technikgebäude
Schnittgrößen

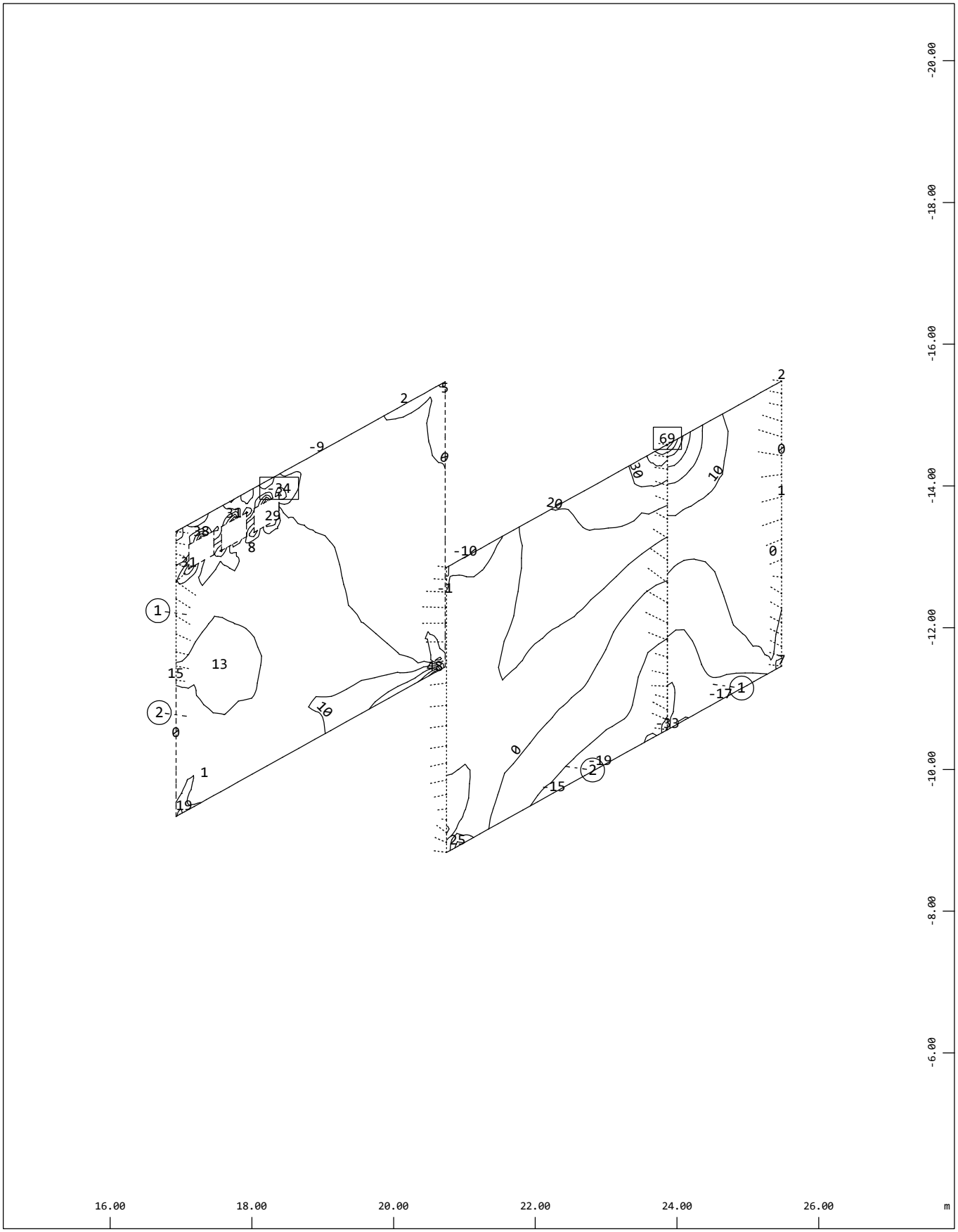


Systemausschnitt Gruppe 4
Membrankraft n-yy in lokal y im Knoten , von -431.3 bis 26.4 Stufen 10.0 kN/m
, Lastfall 2114 MIN-NYY QUAD Schnittgrößen in

M 1 : 50
X * 0.672
Y * 0.754
Z * 0.989

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

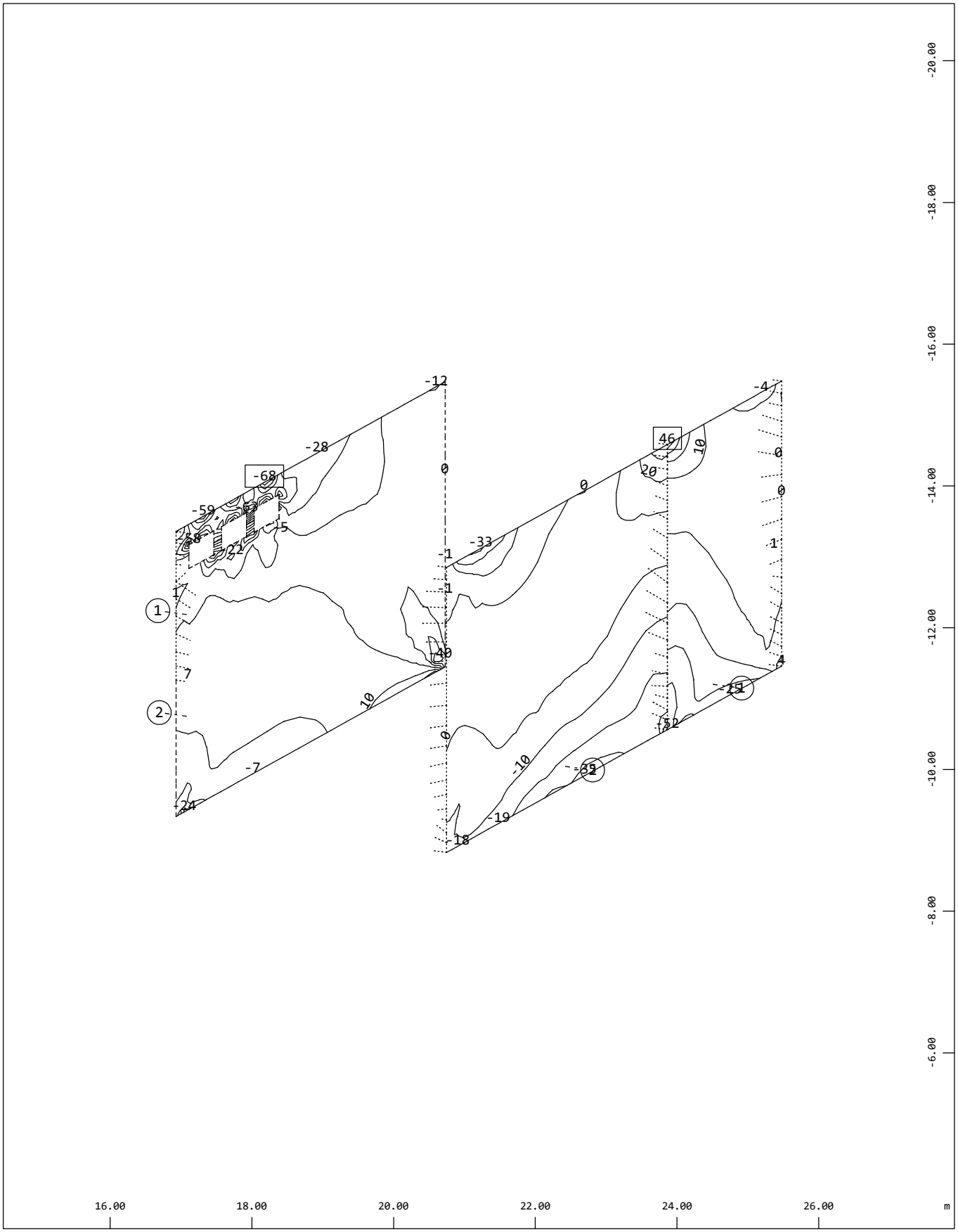
Technikgebäude
Schnittgrößen



Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 5 6
Membrankraft n-xx in lokal x im Knoten , Lastfall 2111 MAX-NXX QUAD Schnittgrößen in
, von -34.1 bis 68.7 Stufen 10.0 kN/m

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Schnittgrößen

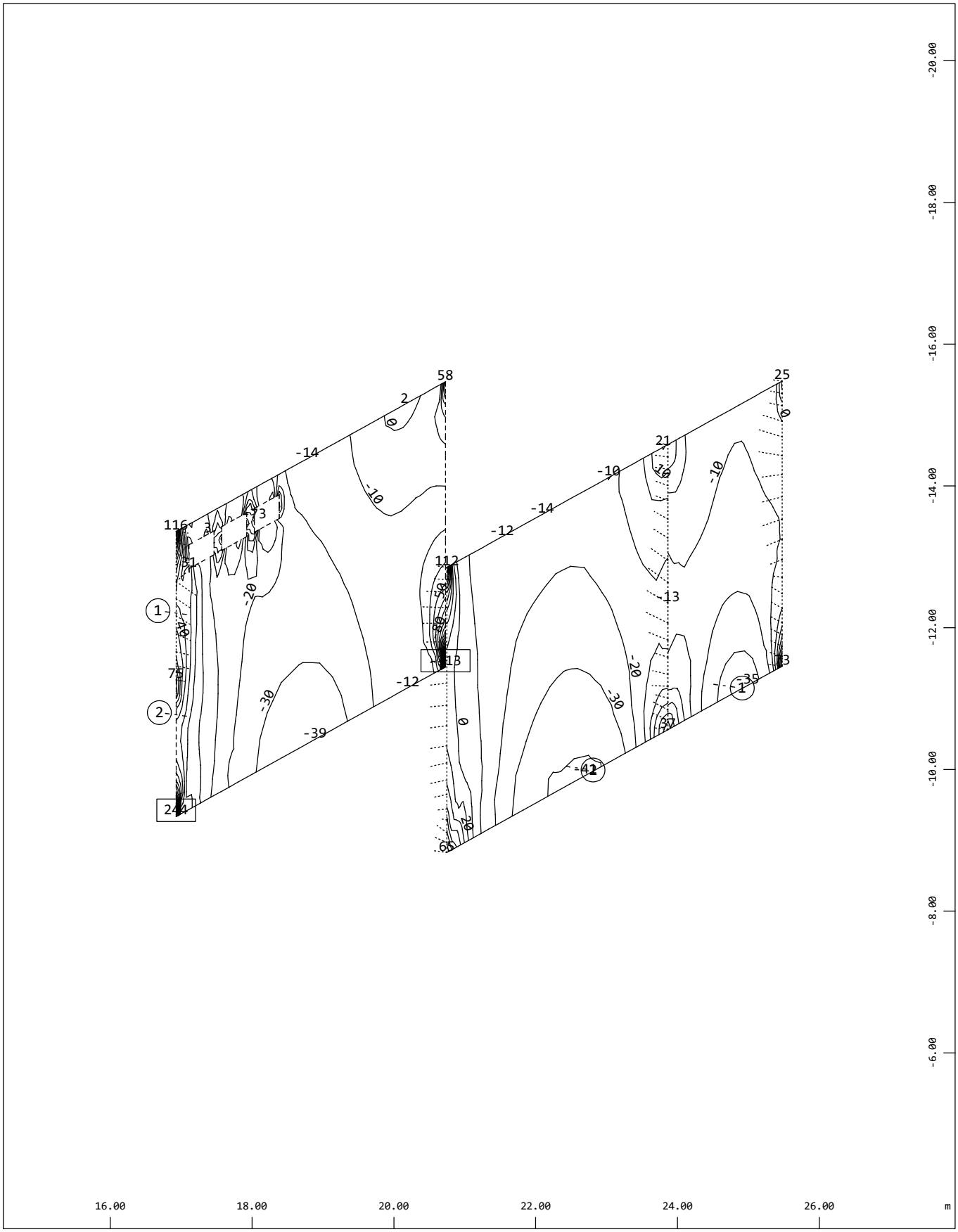


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 5 6
Membrankraft n-xx in lokal x im Knoten , Lastfall 2112 MIN-NXX QUAD Schnittgrößen in
, von -67.6 bis 46.5 Stufen 10.0 kN/m

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Schnittgrößen

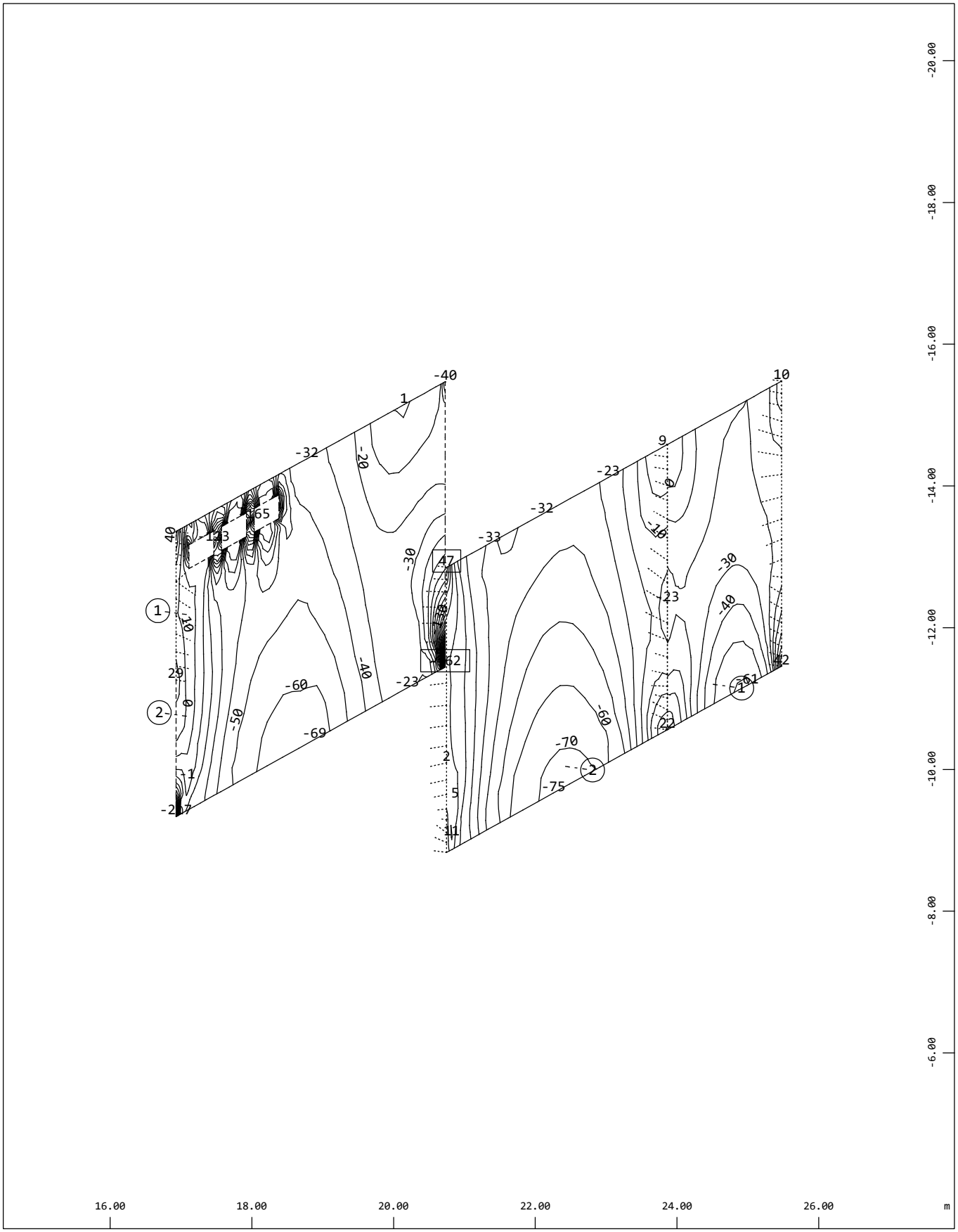


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 5 6
Membrankraft n-yy in lokal y im Knoten , Lastfall 2113 MAX-NYY QUAD Schnittgrößen in
, von -313.4 bis 244.3 Stufen 10.0 kN/m

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Schnittgrößen



Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 5 6
Membrankraft n-yy in lokal y im Knoten , von -561.7 bis 47.0 Stufen 10.0 kN/m
, Lastfall 2114 MIN-NYY QUAD Schnittgrößen in

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

11.1.3.2 Sicherstellung der Dauerhaftigkeit

Bauteil	Expositions-klasse	Mindestbeton-festigkeitsklasse	Betondeckung [mm] c_{min}	+ Δc_{dev}	= c_{nom}
Decke unter Abdichtung	XC3, WF	C 20/25	20	15	35
Bodenplatte	XC3, WF	C 25/30	20	15	35
Wände:	XC3, WF	C 25/30	20	15	35

Gemäß E-Mail s.u. wird davon, dass **keine unmittelbare Tausalzbelastung** vorhanden ist:

Von: Pamela Czeke-Buchelt <Pamela.Czeke-Buchelt@ba-pankow.berlin.de>
Gesendet: Mittwoch, 31. Januar 2024 17:03
An: Pietro, Martin LAP <martin.pietro@lap-consult.com>
Cc: Grosse Architekten <buero@grosse-architekten.de>
Betreff: Antw: 2024-01-22_WG: 2023-12-13_JFE-Maxim Tausalzbeanspruchung Technikgebäude

Sehr geehrter Herr Pietro,

nach Rücksprache mit Frau Schade , Frau Züchner und Herr Große/Frau Kirsch möchte ich meine letzte Antwort zurück ziehen.
Wir gehen davon aus, dass wir keine unmittelbare Tausalzbelastung im Sockelbereich des Technik-/Müllgebäudes haben werden.

Bitte berücksichtigen Sie diese Festlegung bei Ihrer weiteren Berechnung.

Mit freundlichen Grüßen
Im Auftrag

Pamela Czeke-Buchelt
Bezirksamt Pankow von Berlin

Wahl der Festigkeitsklasse:

Decke	C25/30
Bodenplatte und Wände	C25/30

Betondeckung

- infolge Expositionsklasse (Korrosionsschutz):

XC3	$c_{min} + \Delta c = 20 + 15$	$= 35$ mm $= c_{nom}$
XC4	$c_{min} + \Delta c = 25 + 15$	$= 40$ mm $= c_{nom}$

- zur Verbundsicherung:

$c_{min} \geq$ Stabdurchmesser $\geq$ 10mm

Längsbewehrung $\leq$ Ø 14: $c_{min} + \Delta c = 20 + 15 = 35$ mm $= c_{nom}$ XC3

- Der aus Brandschutzgründen notwendige Mindestabstand von 30 mm ist einzuhalten.

gewählt: Decke: $c_{nom} = 35$ mm
Bodenplatte und Wände: $c_{nom} = 35$ mm

Statische Nutzhöhe, Verlegemaß c_v:

Nutzhöhe der Bewehrung in der 1. Lage:

$\mathbf{d_y} = h - c_{nom} - 0{,}5\, d_{s,y}$

$c_{v,y} = h - d_y$

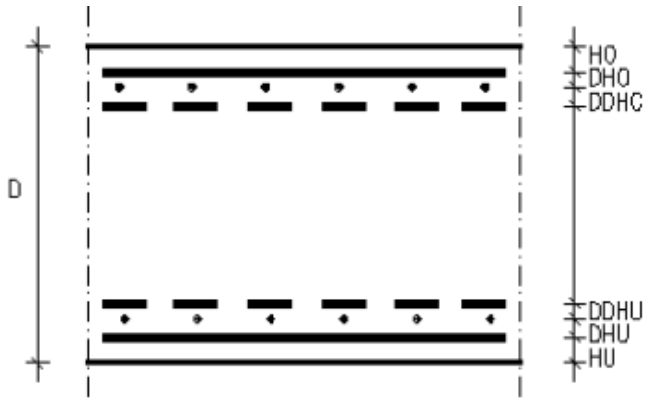
Nutzhöhe der Bewehrung in der 2. Lage:

$\mathbf{d_x} = h - c_{nom} - 1{,}0\, d_{s,y} - 0{,}5\, d_{s,x}$

$c_{v,x} = h - d_x$

Zur Bemessung mittels Programm Bemess sind verschiedene Randbedingungen zu definieren.

1. Lage	HO	= 4,0 + 0,5 x 1,2	= 4,6 cm (Ø 12)
2. Lage	DHO		= 1,2 cm (Ø 12)
1. Lage	HU	= 4,0 + 0,5 x 1,2	= 4,6 cm (Ø 12)
2. Lage	DHU	=	= 1,2 cm (Ø 12)



11.1.3.3 Bemessung GZT und GZG

Bemessungswerte der Baustoffe

Teilsicherheitsbeiwerte in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit:

- Beton < C55/67 $\gamma_c = 1{,}5$
- Betonstahl $\gamma_s = 1{,}15$

Beton:		C25/30:	$f_{ck} = 25$ N/mm²
		$f_{cd} = 0{,}85 \cdot 25 / 1{,}5$	= 14,2 N/mm²
Betonstahl:	B500B:	$f_{yk} = 500$ N/mm²	
		$f_{yd} = 500 / 1{,}15$	= 435 N/mm²

Die Deckenplatten werden mit dem FEM-Programm SOFiSTiK bemessen.

Hinsichtlich der Querkraftbeanspruchung wird untersucht, in wie weit die Platte ohne Querkraftbewehrung auskommt. Bereiche an Wandecken, Wandenden und über Stützen werden in der Regel gesondert nachgewiesen, da hier meist der Durchstanznachweis maßgebend wird. Dieser wird ggf. mit einem separaten Programm geführt.

Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (EC2, Abs. 7)

Nach DIN EN 1992-1, Kap. 7 ist das nutzungsgerechte und dauerhafte Verhalten eines Bauwerkes zu gewährleisten. Hierfür ist der Nachweis der Begrenzung der Spannungen, der Begrenzung der Verformung, und der Rissbreitenbegrenzung zu erbringen.

a) Begrenzung der Spannungen (EC2, Abs. 7.1):

Die Spannungsnachweise können in unserem Falle gemäß DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04, Abs. 7.1 entfallen. Das heißt die Vorgaben für die Konstruktionsregeln, besonderes die Mindestbewehrung muss eingehalten werden.

b) Begrenzung der Verformung (EC2, Abs. 7.4.3):

Der Nachweis der Begrenzung der Verformungen erfolgt ohne direkte Berechnung nach EC2 Absatz 7.4.2 durch Begrenzung der Biegeschlankheit.

c) *Begrenzung der Rissbreite (EC2 Abs. 7.3):*

Die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit und das Erscheinungsbild üblicher Stahlbetonteile gelten als erfüllt, wenn die Rechenwerte der Rissbreite wk nicht überschritten werden. Die Begrenzung der Rissweite umfasst die Nachweise:

- Nachweis der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite unter Zwang:

Die Berechnung der Mindestbewehrung a_s zur Aufnahme von Zwangseinwirkungen und Eigenspannungen und dazugehöriger Stabdurchmesser $d_{s,max}$ zur Begrenzung der Rissbreite nach EC2, 7.3.3 (5) wird geführt. In allen Bauteilen wird in allen Bereichen jeweils das Maximum aus den Werten für zentrischen und Biegezwang als Grundbewehrung eingelegt.

- Nachweis der Begrenzung der Rissbreite unter den maßgebenden Einwirkungskombinationen:

Mit dem FEM-Programm SOFiSTiK, Modul BEMESS wird der Nachweis in Form der Durchmesserbegrenzung nach Tab. 7.2DE im Zuge der Bemessungen geführt.

Ebenso wird bei der Bemessung mit SOFiSTiK-BEMESS der Nachweis der Mindestbewehrung zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens nach EC2 Abs. 9.2.1.1 rechnerisch geführt.

Begrenzung der Rissbreite für die statisch erforderliche Bewehrung unter Lasteinwirkungen

Die erforderliche Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite unter Lasteinwirkung wird vom Programm SOFiSTiK berechnet und die notwendige Bewehrung entsprechend erhöht.

Begrenzung der Rissbreite unter Zwangseinwirkungen

Die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite unter Zwangseinwirkungen wurde für den Fall „Später Zwang“ ermittelt.

Zur Ermittlung der Mindestbewehrung wird das Programm Mathcad verwendet (siehe Kap. 11.1.3.4)

Expositionsklassen:

- Decke unter Abdichtung	(o.+ u.)	XC3, WF	w_k = 0,30 mm
- Außenbauteil	(o. + u. / i. + a.)	XC3, WF	w_k = 0,30 mm

Bauteildicke	erf. a_s	gew. Grundbewehrung	vorh. a_s	≥ erf. as
20 cm	7,4 cm²	Ø10/10	7,9 cm²	> erf. As
25 cm	10,2 cm²	Ø12/10	11,3 cm²	> erf. As
30 cm	13,2 cm²	Ø14/10	15,4 cm²	> erf. As

Falls die Bauzeit in den Winter kommt, ist die Decke durch Winterbaumaßnahmen entsprechend zu schützen.

Rißbreitenbeschränkung gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.4 (direkte Berechnung)

Die erforderliche Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung wird für eine Bauteilseite berechnet.

Bauteilabmessungen $h := 0.20\ m$ $b := 1\ m$

Stahlbeton Beton := "C25/30" Stahl := "B500"

Rechnerische Rißbreite $w_k := 0.3\ mm$

Betondeckung zur äußeren Lage der betrachteten Richtung $c := 45\ mm$ Größtkorn $d_g := 32\ mm$

Bewehrung $n_{s.L} := 1\ Lage(n)$ Ø := 10 / $s := 10\ cm$

Eff. Betonzugfestigkeit
Betonzugfestigkeit $f_{ctm}(t)$ zum Rißzeitpunkt

$$f_{ct.eff}(t) = k_{zt}(t) \cdot f_{ctm}$$

Später Zwang
t > 28 d $k_{zt} = 1.0$ $f_{ct.eff} \geq 3.0$ N/mm² für Normalbeton
$f_{ct.eff} \geq 2.5$ N/mm² für Leichtbeton

Früher Zwang
t = 3...5 d $k_{zt} = 0.5$ 0.5 f_{ctm} gem. DIN EN 1992-2:2010-12, NCI zu 7.3.2(102) (Brückenbau)

Empfehlung DBV-Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung ...", Fassung 05/2016:
r < 0.5 $k_{zt} = 0.65$ (h ≤ 0.30 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
$k_{zt} = 0.75$ (0.30 m < h ≤ 0.80 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
$k_{zt} = 0.85$ (0.80 m < h ≤ 2.00 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)

r < 0.3 $k_{zt} = 0.60$ (0.30 m < h ≤ 0.80 m, langsame Festigkeitsentwicklung)
$k_{zt} = 0.70$ (0.80 m < h ≤ 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung
$k_{zt} = 0.80$ (h > 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung)

Ansatz $k_{zt} := 1.0$ $f_{ct.eff}(k_{zt}) = 3\ N/mm^2$

Beiwert für Eigenspannungen
h ≤ 30cm k = 0.8
h ≥ 80cm k = 0.5
äußerer Zwang k = 1.0
$k = 0.80$

Beiwert Spannungsverteilung $k_c := 1.0$
zentrischer Zug = 1.0
reine Biegung = 0.4

Abminderungsfaktor für langsam erhärtenden Beton
$r = f_{cm2}/f_{cm28} \leq 0,3$ $k_L = 0.85$
$r = f_{cm2}/f_{cm28} > 0,3$ $k_L = 1.0$
$k_L := 1.0$

Pauschale Abminderung der Bewehrung auf 85% gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.2(NA.6) nur bei innerem Zwang und Verwendung von langsam erhärtenden Betonen

Bewehrung je Seite $A_{s.erf} = 7.4\ cm^2$ $A_{s.vorh} = 7.9\ cm^2$ $\frac{A_{s.erf}}{A_{s.vorh}} = 0.95$

$\rho = 0.52\ \%$

Stahlspannung $\sigma_s = 329\ N/mm^2$ Wirkungszone der Bewehrung $h_{eff} = 10\ cm$

Rissinformation Rißinformation = "Einzelriß - Schwachstelle"
Bemessungsinformation Bemessung = "als dünnes Bauteil mit Abminderungsfaktor k"

Hinweise zur Ausschreibung und zur Ausführungsplanung gem. DBV - Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung ..."

Die getroffenen Annahmen sind durch Hinweise in der Baubeschreibung und im Leistungsverzeichnis sowie auf den Ausführungsplänen dem Bauausführenden rechtzeitig mitzuteilen, damit bei der Festlegung des Betons eine entsprechende Anforderung aufgenommen werden kann. Die betroffenen Bauteile sind konkret zu bezeichnen.

Textbeispiel:
"Bei der rechnerischen Begrenzung der Rissbreite für das Bauteil ..., Pos. ... wurde
früher Zwang / später Zwang vorausgesetzt.
Zur Begrenzung der frühen Betonzugfestigkeit wurde ein Beton mit
langsamer Festigkeitsentwicklung (r < 0,3)
mittlerer Festigkeitsentwicklung (r < 0.5)
schneller Festigkeitsentwicklung (r ≥ 0.5) angenommen.
(Nichtzutreffendes streichen bzw. entfernen)
Damit ggf. verbundene Randbedingungen wie Ausschalfristen und verlängerte Nachbehandlung sind zu beachten.

Bei der Festlegung des Betons ist durch den Bauausführenden dafür Sorge zu tragen, dass die rechnerisch angenommene Zugfestigkeit zum Zeitpunkt der Rissbildung nicht überschritten wird."

---

* DBV-Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau" 05/2016 - Auszug:

Tabelle 7. Empfohlene Anhaltswerte der Betonzugfestigkeit bei Zwang aus Abfließen der Hydratationswärme
Table 7. Recommended calculation values of concrete tensile strength due to restraint from loss of the heat of hydration

S	1		2	3	4	5
Z	Festigkeitsentwicklung des Betons		Bauteildicke h			
			≤ 0,30 m	≤ 0,80 m	≤ 2,0 m	> 2,0 m
1	langsam	$(r < 0{,}30)$ [1) 2)]	– [3)]	$0{,}60 f_{ctm}$	$0{,}70 f_{ctm}$ [4)]	$0{,}80 f_{ctm}$ [4)]
2	mittel	$(r < 0{,}50)$ [1)]	$0{,}65 f_{ctm}$	$0{,}75 f_{ctm}$	$0{,}85 f_{ctm}$	$0{,}95 f_{ctm}$
3	schnell	$(r \geq 0{,}50)$ [1)]	$0{,}80 f_{ctm}$	$0{,}90 f_{ctm}$	$1{,}0 f_{ctm}$	$1{,}00 f_{ctm}$

1) Die Festigkeitsentwicklung des Betons wird durch das Verhältnis $r = f_{cm}(2\,d) / f_{cm}(28\,d)$ beschrieben, das bei der Eignungsprüfung oder auf der Grundlage eines bekannten Verhältnisses von Beton vergleichbarer Zusammensetzung (d. h. gleicher Zement, gleicher w/z-Wert) ermittelt wurde.
Wird bei besonderen Anwendungen die Druckfestigkeit zu einem späteren Zeitpunkt $t > 28$ Tage bestimmt, ist das Verhältnis der mittleren Druckfestigkeit nach 2 Tagen $f_{cm}(2\,d)$ zur mittleren Druckfestigkeit zum Zeitpunkt der Bestimmung der Druckfestigkeit $f_{cm}(t)$ zu ermitteln oder es ist vom Betonhersteller eine Festigkeitsentwicklungskurve bei 20 °C zwischen 2 Tagen und dem Zeitpunkt der Bestimmung der Druckfestigkeit anzugeben.
2) Bei Festigkeitsklassen ≥ C30/37 ist es i. d. R. nicht möglich, das Festigkeitsverhältnis $r < 0{,}30$ bezogen auf 28 Tage zu begrenzen. In diesen Fällen ist es erforderlich, den Zeitpunkt des Nachweises der Festigkeitsklasse auf einen späteren Zeitpunkt (z. B. 56 Tage) zu vereinbaren.
3) Die Auslegung der Bewehrung bei dünnen Bauteilen auf eine langsame Festigkeitsentwicklung ist nicht sinnvoll. Es sollte grundsätzlich mindestens eine mittlere Festigkeitsentwicklung angenommen werden.
4) Der empfohlene Anhaltswert für massige Bauteile ist erst bei der Verwendung von langsam erhärtenden Betonen mit einem Prüfalter von 91 Tagen zu erwarten.

Rißbreitenbeschränkung gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.4 (direkte Berechnung)

Die erforderliche Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung wird für eine Bauteilseite berechnet.

Bauteilabmessungen $h := 0.25$ m $b := 1$ m

Stahlbeton Beton := "C25/30" Stahl := "B500"

Rechnerische Rißbreite $w_k := 0.3$ mm

Betondeckung zur äußeren Lage der betrachteten Richtung $c := 40$ mm Größtkorn $d_g := 32$ mm

Bewehrung $n_{s.L} := 1$ Lage(n) Ø := 12 / s := 10 cm

Eff. Betonzugfestigkeit
Betonzugfestigkeit $f_{ctm}(t)$ zum Rißzeitpunkt

$$f_{ct.eff}(t) = k_{zt}(t) \cdot f_{ctm}$$

Später Zwang
t > 28 d $k_{zt} = 1.0$ $f_{ct.eff} \geq 3.0$ N/mm² für Normalbeton
$f_{ct.eff} \geq 2.5$ N/mm² für Leichtbeton

Früher Zwang
t = 3...5 d $k_{zt} = 0.5$ 0.5 f_{ctm} gem. DIN EN 1992-2:2010-12, NCI zu 7.3.2(102) (Brückenbau)

Empfehlung DBV-Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung ...", Fassung 05/2016:
r < 0.5 $k_{zt} = 0.65$ (h ≤ 0.30 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
$k_{zt} = 0.75$ (0.30 m < h ≤ 0.80 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
$k_{zt} = 0.85$ (0.80 m < h ≤ 2.00 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)

r < 0.3 $k_{zt} = 0.60$ (0.30 m < h ≤ 0.80 m, langsame Festigkeitsentwicklung)
$k_{zt} = 0.70$ (0.80 m < h ≤ 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung
$k_{zt} = 0.80$ (h > 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung)

Ansatz $k_{zt} := 1.0$ $f_{ct.eff}(k_{zt}) = 3$ N/mm²

Beiwert für Eigenspannungen
h ≤ 30cm k = 0.8
h ≥ 80cm k = 0.5
äußerer Zwang k = 1.0
$k = 0.80$

Beiwert Spannungsverteilung $k_c := 1.0$
zentrischer Zug = 1.0
reine Biegung = 0.4

Abminderungsfaktor für langsam erhärtenden Beton $k_L := 1.0$
Pauschale Abminderung der Bewehrung auf 85% gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.2(NA.6) nur bei innerem Zwang und Verwendung von langsam erhärtenden Betonen
$r = f_{cm2}/f_{cm28} \leq 0,3$ $k_L = 0.85$
$r = f_{cm2}/f_{cm28} > 0,3$ $k_L = 1.0$

Bewehrung je Seite $A_{s.erf} = 10.2$ cm² $A_{s.vorh} = 11.3$ cm² $\frac{A_{s.erf}}{A_{s.vorh}} = 0.9$

$\rho = 0.55$ %

Stahlspannung $\sigma_s = 300$ N/mm² Wirkungszone der Bewehrung $h_{eff} = 12$ cm

Rissinformation Rißinformation = "Einzelriß - Schwachstelle"
Bemessungsinformation Bemessung = "als dünnes Bauteil mit Abminderungsfaktor k"

Hinweise zur Ausschreibung und zur Ausführungsplanung gem. DBV - Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung ..."

Die getroffenen Annahmen sind durch Hinweise in der Baubeschreibung und im Leistungsverzeichnis sowie auf den Ausführungsplänen dem Bauausführenden rechtzeitig mitzuteilen, damit bei der Festlegung des Betons eine entsprechende Anforderung aufgenommen werden kann. Die betroffenen Bauteile sind konkret zu bezeichnen.

Textbeispiel:
"Bei der rechnerischen Begrenzung der Rissbreite für das Bauteil ..., Pos. ... wurde
früher Zwang / später Zwang vorausgesetzt.
Zur Begrenzung der frühen Betonzugfestigkeit wurde ein Beton mit
langsamer Festigkeitsentwicklung (r < 0,3)
mittlerer Festigkeitsentwicklung (r < 0.5)
schneller Festigkeitsentwicklung (r ≥ 0.5) angenommen.
(Nichtzutreffendes streichen bzw. entfernen)
Damit ggf. verbundene Randbedingungen wie Ausschalfristen und verlängerte Nachbehandlung sind zu beachten.

Bei der Festlegung des Betons ist durch den Bauausführenden dafür Sorge zu tragen, dass die rechnerisch angenommene Zugfestigkeit zum Zeitpunkt der Rissbildung nicht überschritten wird."

---

* DBV-Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau" 05/2016 - Auszug:

Tabelle 7. Empfohlene Anhaltswerte der Betonzugfestigkeit bei Zwang aus Abfließen der Hydratationswärme
Table 7. Recommended calculation values of concrete tensile strength due to restraint from loss of the heat of hydration

S	1		2	3	4	5
Z	Festigkeitsentwicklung des Betons		Bauteildicke h			
			≤ 0,30 m	≤ 0,80 m	≤ 2,0 m	> 2,0 m
1	langsam	$(r < 0{,}30)$ [1) 2)]	– [3)]	$0{,}60 f_{ctm}$	$0{,}70 f_{ctm}$ [4)]	$0{,}80 f_{ctm}$ [4)]
2	mittel	$(r < 0{,}50)$ [1)]	$0{,}65 f_{ctm}$	$0{,}75 f_{ctm}$	$0{,}85 f_{ctm}$	$0{,}95 f_{ctm}$
3	schnell	$(r \geq 0{,}50)$ [1)]	$0{,}80 f_{ctm}$	$0{,}90 f_{ctm}$	$1{,}0 f_{ctm}$	$1{,}00 f_{ctm}$

1) Die Festigkeitsentwicklung des Betons wird durch das Verhältnis $r = f_{cm}(2\,d) / f_{cm}(28\,d)$ beschrieben, das bei der Eignungsprüfung oder auf der Grundlage eines bekannten Verhältnisses von Beton vergleichbarer Zusammensetzung (d. h. gleicher Zement, gleicher w/z-Wert) ermittelt wurde.
Wird bei besonderen Anwendungen die Druckfestigkeit zu einem späteren Zeitpunkt $t > 28$ Tage bestimmt, ist das Verhältnis der mittleren Druckfestigkeit nach 2 Tagen $f_{cm}(2\,d)$ zur mittleren Druckfestigkeit zum Zeitpunkt der Bestimmung der Druckfestigkeit $f_{cm}(t)$ zu ermitteln oder es ist vom Betonhersteller eine Festigkeitsentwicklungskurve bei 20 °C zwischen 2 Tagen und dem Zeitpunkt der Bestimmung der Druckfestigkeit anzugeben.

2) Bei Festigkeitsklassen ≥ C30/37 ist es i. d. R. nicht möglich, das Festigkeitsverhältnis $r < 0{,}30$ bezogen auf 28 Tage zu begrenzen. In diesen Fällen ist es erforderlich, den Zeitpunkt des Nachweises der Festigkeitsklasse auf einen späteren Zeitpunkt (z. B. 56 Tage) zu vereinbaren.

3) Die Auslegung der Bewehrung bei dünnen Bauteilen auf eine langsame Festigkeitsentwicklung ist nicht sinnvoll. Es sollte grundsätzlich mindestens eine mittlere Festigkeitsentwicklung angenommen werden.

4) Der empfohlene Anhaltswert für massige Bauteile ist erst bei der Verwendung von langsam erhärtenden Betonen mit einem Prüfalter von 91 Tagen zu erwarten.

Rißbreitenbeschränkung gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.4 (direkte Berechnung)

Die erforderliche Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung wird für eine Bauteilseite berechnet.

Bauteilabmessungen $h := 0.30$ m $b := 1$ m

Stahlbeton Beton := "C25/30" Stahl := "B500"

Rechnerische Rißbreite $w_k := 0.3$ mm

Betondeckung zur äußeren Lage der betrachteten Richtung $c := 54$ mm Größtkorn $d_g := 32$ mm

Bewehrung $n_{s.L} := 1$ Lage(n) Ø := 14 / $s := 10$ cm

Eff. Betonzugfestigkeit
Betonzugfestigkeit $f_{ctm}(t)$ zum Rißzeitpunkt

$$f_{ct.eff}(t) = k_{zt}(t) \cdot f_{ctm}$$

Später Zwang
t > 28 d $k_{zt} = 1.0$ $f_{ct.eff} \geq 3.0$ N/mm² für Normalbeton
$f_{ct.eff} \geq 2.5$ N/mm² für Leichtbeton

Früher Zwang
t = 3...5 d $k_{zt} = 0.5$ 0.5 f_{ctm} gem. DIN EN 1992-2:2010-12, NCI zu 7.3.2(102) (Brückenbau)

Empfehlung DBV-Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung ...", Fassung 05/2016:
r < 0.5 $k_{zt} = 0.65$ (h ≤ 0.30 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
$k_{zt} = 0.75$ (0.30 m < h ≤ 0.80 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)
$k_{zt} = 0.85$ (0.80 m < h ≤ 2.00 m, mittlere Festigkeitsentwicklung)

r < 0.3 $k_{zt} = 0.60$ (0.30 m < h ≤ 0.80 m, langsame Festigkeitsentwicklung)
$k_{zt} = 0.70$ (0.80 m < h ≤ 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung
$k_{zt} = 0.80$ (h > 2.00 m, langsame Festigkeitsentwicklung)

Ansatz $k_{zt} := 1.0$ $f_{ct.eff}(k_{zt}) = 3$ N/mm²

Beiwert für Eigenspannungen
h ≤ 30cm k = 0.8
h ≥ 80cm k = 0.5
äußerer Zwang k = 1.0
$k = 0.80$

Beiwert Spannungsverteilung $k_c := 1.0$
zentrischer Zug = 1.0
reine Biegung = 0.4

Abminderungsfaktor für langsam erhärtenden Beton
$r = f_{cm2}/f_{cm28} \leq 0,3$ $k_L = 0.85$
$r = f_{cm2}/f_{cm28} > 0,3$ $k_L = 1.0$
$k_L := 1.0$

Pauschale Abminderung der Bewehrung auf 85% gem. DIN EN 1992-1-1, 7.3.2(NA.6) nur bei innerem Zwang und Verwendung von langsam erhärtenden Betonen

Bewehrung je Seite $A_{s.erf} = 13.2$ cm² $A_{s.vorh} = 15.4$ cm² $\frac{A_{s.erf}}{A_{s.vorh}} = 0.86$

$\rho = 0.64$ %

Stahlspannung $\sigma_s = 278$ N/mm² Wirkungszone der Bewehrung $h_{eff} = 15$ cm

Rissinformation Rißinformation = "Einzelriß - Schwachstelle"
Bemessungsinformation Bemessung = "als dünnes Bauteil mit Abminderungsfaktor k"

Hinweise zur Ausschreibung und zur Ausführungsplanung gem. DBV - Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung ..."

Die getroffenen Annahmen sind durch Hinweise in der Baubeschreibung und im Leistungsverzeichnis sowie auf den Ausführungsplänen dem Bauausführenden rechtzeitig mitzuteilen, damit bei der Festlegung des Betons eine entsprechende Anforderung aufgenommen werden kann. Die betroffenen Bauteile sind konkret zu bezeichnen.

Textbeispiel:
"Bei der rechnerischen Begrenzung der Rissbreite für das Bauteil ..., Pos. ... wurde
früher Zwang / später Zwang vorausgesetzt.
Zur Begrenzung der frühen Betonzugfestigkeit wurde ein Beton mit
langsamer Festigkeitsentwicklung (r < 0,3)
mittlerer Festigkeitsentwicklung (r < 0.5)
schneller Festigkeitsentwicklung (r ≥ 0.5) angenommen.
(Nichtzutreffendes streichen bzw. entfernen)
Damit ggf. verbundene Randbedingungen wie Ausschalfristen und verlängerte Nachbehandlung sind zu beachten.

Bei der Festlegung des Betons ist durch den Bauausführenden dafür Sorge zu tragen, dass die rechnerisch angenommene Zugfestigkeit zum Zeitpunkt der Rissbildung nicht überschritten wird."

---

* DBV-Merkblatt "Begrenzung der Rissbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau" 05/2016 - Auszug:

Tabelle 7. Empfohlene Anhaltswerte der Betonzugfestigkeit bei Zwang aus Abfließen der Hydratationswärme
Table 7. Recommended calculation values of concrete tensile strength due to restraint from loss of the heat of hydration

S	1		2	3	4	5
Z	Festigkeitsentwicklung des Betons		Bauteildicke h			
			≤ 0,30 m	≤ 0,80 m	≤ 2,0 m	> 2,0 m
1	langsam	$(r < 0,30)$ [1) 2)]	– [3)]	$0,60 f_{ctm}$	$0,70 f_{ctm}$ [4)]	$0,80 f_{ctm}$ [4)]
2	mittel	$(r < 0,50)$ [1)]	$0,65 f_{ctm}$	$0,75 f_{ctm}$	$0,85 f_{ctm}$	$0,95 f_{ctm}$
3	schnell	$(r \geq 0,50)$ [1)]	$0,80 f_{ctm}$	$0,90 f_{ctm}$	$1,0 f_{ctm}$	$1,00 f_{ctm}$

1) Die Festigkeitsentwicklung des Betons wird durch das Verhältnis $r = f_{cm}(2\ d) / f_{cm}(28\ d)$ beschrieben, das bei der Eignungsprüfung oder auf der Grundlage eines bekannten Verhältnisses von Beton vergleichbarer Zusammensetzung (d. h. gleicher Zement, gleicher w/z-Wert) ermittelt wurde.
Wird bei besonderen Anwendungen die Druckfestigkeit zu einem späteren Zeitpunkt $t > 28$ Tage bestimmt, ist das Verhältnis der mittleren Druckfestigkeit nach 2 Tagen $f_{cm}(2\ d)$ zur mittleren Druckfestigkeit zum Zeitpunkt der Bestimmung der Druckfestigkeit $f_{cm}(t)$ zu ermitteln oder es ist vom Betonhersteller eine Festigkeitsentwicklungskurve bei 20 °C zwischen 2 Tagen und dem Zeitpunkt der Bestimmung der Druckfestigkeit anzugeben.
2) Bei Festigkeitsklassen ≥ C30/37 ist es i. d. R. nicht möglich, das Festigkeitsverhältnis $r < 0,30$ bezogen auf 28 Tage zu begrenzen. In diesen Fällen ist es erforderlich, den Zeitpunkt des Nachweises der Festigkeitsklasse auf einen späteren Zeitpunkt (z. B. 56 Tage) zu vereinbaren.
3) Die Auslegung der Bewehrung bei dünnen Bauteilen auf eine langsame Festigkeitsentwicklung ist nicht sinnvoll. Es sollte grundsätzlich mindestens eine mittlere Festigkeitsentwicklung angenommen werden.
4) Der empfohlene Anhaltswert für massige Bauteile ist erst bei der Verwendung von langsam erhärtenden Betonen mit einem Prüfalter von 91 Tagen zu erwarten.

Technikgebäude
Bruchbemessung

Standardnorm ist EuroNorm: DIN EN 1992-1-1/NA:2013, DIN EN 1993-1-1/NA:2018, DIN EN 1994-1-1/NA:2010 (Germany) V 2022
Bemessung nach EuroNorm: DIN EN 1992-1-1:2004 (NA:2013) Stahlbeton- und Spannbetontragwerke
Schnittgrößen und Lastfälle enthalten Ergebnisse auf Bruchlastniveau
Die Bemessung erfolgt nach dem Baumann Verfahren.

Lastfälle für die Bemessung

Lastfall	Faktor	Bezeichnung
2101	1.000	MAX-MXX QUAD Schnittgrößen in
2102	1.000	MIN-MXX QUAD Schnittgrößen in
2103	1.000	MAX-MYY QUAD Schnittgrößen in
2104	1.000	MIN-MYY QUAD Schnittgrößen in
2105	1.000	MAX-MXY QUAD Schnittgrößen in
2106	1.000	MIN-MXY QUAD Schnittgrößen in
2107	1.000	MAX-VX QUAD Schnittgrößen in F
2108	1.000	MIN-VX QUAD Schnittgrößen in F
2109	1.000	MAX-VY QUAD Schnittgrößen in F
2110	1.000	MIN-VY QUAD Schnittgrößen in F
2111	1.000	MAX-NXX QUAD Schnittgrößen in
2112	1.000	MIN-NXX QUAD Schnittgrößen in
2113	1.000	MAX-NYY QUAD Schnittgrößen in
2114	1.000	MIN-NYY QUAD Schnittgrößen in
2115	1.000	MAX-NXY QUAD Schnittgrößen in
2116	1.000	MIN-NXY QUAD Schnittgrößen in
2117	1.000	MAX-P QUAD Bettungsspann Bettungsspannungen Durchstanznachweis
2118	1.000	MIN-P QUAD Bettungsspann Bettungsspannungen Durchstanznachweis
2151	1.000	MAX-PX KNOT Auflagerkrä Auflagerkraft Durchstanznachweis
2152	1.000	MIN-PX KNOT Auflagerkrä Auflagerkraft Durchstanznachweis
2153	1.000	MAX-PY KNOT Auflagerkrä Auflagerkraft Durchstanznachweis
2154	1.000	MIN-PY KNOT Auflagerkrä Auflagerkraft Durchstanznachweis
2155	1.000	MAX-PZ KNOT Auflagerkrä Auflagerkraft Durchstanznachweis
2156	1.000	MIN-PZ KNOT Auflagerkrä Auflagerkraft Durchstanznachweis
2157	1.000	MAX-MX KNOT Auflagerkrä Auflagerkraft Durchstanznachweis
2158	1.000	MIN-MX KNOT Auflagerkrä Auflagerkraft Durchstanznachweis
2159	1.000	MAX-MY KNOT Auflagerkrä Auflagerkraft Durchstanznachweis
2160	1.000	MIN-MY KNOT Auflagerkrä Auflagerkraft Durchstanznachweis
2161	1.000	MAX-MZ KNOT Auflagerkrä Auflagerkraft Durchstanznachweis
2162	1.000	MIN-MZ KNOT Auflagerkrä Auflagerkraft Durchstanznachweis
2191	1.000	MAX-MB KNOT Auflagerkrä Auflagerkraft Durchstanznachweis
2192	1.000	MIN-MB KNOT Auflagerkrä Auflagerkraft Durchstanznachweis

Technikgebäude
Bemessungsparameterliste

Bewehrungsparameter zweilagige Bewehrung

Auswahl Grp Nr.	Elem Nr.	Abstand d1-o [mm]	Abstand 2.Lage d1-u [mm]	Durchmesser ds-o [mm]	Durchmesser 2.Lage ds-u [mm]	Rissbreite wk-o [mm]	Rissbreite 2.Lage wk-u [mm]	Stahlspannung sigso [MPa]	Stahlspannung 2.Lage sigsu [MPa]	Mindestbew. aso [cm2/m]	Mindestbew. 2.Lage asu [cm2/m]
für alle		41.0	53.0	12	12	0.30	0.30	-	-	-	-
		41.0	53.0	12	12	0.30	0.30	-	-	-	-
1		47.0	61.0	14	14	0.30	0.30	-	-	-	-
		47.0	61.0	14	14	0.30	0.30	-	-	-	-
2		40.0	50.0	10	10	0.30	0.30	-	-	-	-
		40.0	50.0	10	10	0.30	0.30	-	-	-	-

Abstand	Abstand Stabmitte zur Oberfläche oben / unten
Durchmesser	Stabdurchmesser oben / unten
Rissbreite	Einzuhaltende Rissbreite oben / unten
Stahlspannung	Maximale Stahlspannung im Gebrauchsnachweis oben / unten
Mindestbew.	Mindestbewehrung oben / unten

Die Bewehrungsrichtungen beziehen sich auf die lokalen Koordinatensysteme
der Elemente und sind daher graphisch auszugeben.
Bei Eingabe einer Stahlspannung sigso... erfolgt der 'Rissnachweis nach Tabellen'
für diese Lage mit der eingegebenen Stahlspannung. Damit kann der Nachweis nach Stababstand
anstatt nach dem Stabdurchmesser erfolgen, vgl. Legende Steuerung der Gebrauchslastnachweise.

Technikgebäude
Bemessung im Gebrauchszustand

Maximum von Bewehrungsverteilungen

Es wird das Maximum der aktuellen Bewehrung und der bisherigen Bewehrungsverteilung 1
gebildet und unter Bewehrungsverteilungs Nummer 2 abgelegt.
Bei den Gebrauchsspannungen wird nicht das Maximum sondern nur das Ergebnis der aktuellen Bemessung abgelegt. Für ein Maximum von Gebrauchsspannungen bitte einen reinen Überlagerungslauf verwenden.

Standardnorm ist EuroNorm: DIN EN 1992-1-1/NA:2013, DIN EN 1993-1-1/NA:2018, DIN EN 1994-1-1/NA:2010 (Germany) V 2022
Bemessung nach EuroNorm: DIN EN 1992-1-1:2004 (NA:2013) Stahlbeton- und Spannbetontragwerke
Schnittgrößen und Lastfälle enthalten Ergebnisse auf Gebrauchslastniveau
Die Bemessung erfolgt nach dem Baumann Verfahren.

Lastfälle für die Bemessung

Lastfall	Faktor	Bezeichnung
1301	1.000	MAXP-MXX QUAD Schnittgrößen in
1302	1.000	MINP-MXX QUAD Schnittgrößen in
1303	1.000	MAXP-MYY QUAD Schnittgrößen in
1304	1.000	MINP-MYY QUAD Schnittgrößen in
1305	1.000	MAXP-MXY QUAD Schnittgrößen in
1306	1.000	MINP-MXY QUAD Schnittgrößen in
1307	1.000	MAXP-VX QUAD Schnittgrößen in
1308	1.000	MINP-VX QUAD Schnittgrößen in
1309	1.000	MAXP-VY QUAD Schnittgrößen in
1310	1.000	MINP-VY QUAD Schnittgrößen in
1311	1.000	MAXP-NXX QUAD Schnittgrößen in
1312	1.000	MINP-NXX QUAD Schnittgrößen in
1313	1.000	MAXP-NYY QUAD Schnittgrößen in
1314	1.000	MINP-NYY QUAD Schnittgrößen in
1315	1.000	MAXP-NXY QUAD Schnittgrößen in
1316	1.000	MINP-NXY QUAD Schnittgrößen in
1317	1.000	MAXP-P QUAD Bettungsspannungen
1318	1.000	MINP-P QUAD Bettungsspannungen
1351	1.000	MAXP-PX KNOT Auflagerkräfte in
1352	1.000	MINP-PX KNOT Auflagerkräfte in
1353	1.000	MAXP-PY KNOT Auflagerkräfte in
1354	1.000	MINP-PY KNOT Auflagerkräfte in
1355	1.000	MAXP-PZ KNOT Auflagerkräfte in
1356	1.000	MINP-PZ KNOT Auflagerkräfte in
1357	1.000	MAXP-MX KNOT Auflagerkräfte in
1358	1.000	MINP-MX KNOT Auflagerkräfte in
1359	1.000	MAXP-MY KNOT Auflagerkräfte in
1360	1.000	MINP-MY KNOT Auflagerkräfte in
1361	1.000	MAXP-MZ KNOT Auflagerkräfte in
1362	1.000	MINP-MZ KNOT Auflagerkräfte in
1371	1.000	MAXP-UX KNOT Knotenverschiebunge
1372	1.000	MINP-UX KNOT Knotenverschiebunge
1373	1.000	MAXP-UY KNOT Knotenverschiebunge
1374	1.000	MINP-UY KNOT Knotenverschiebunge
1375	1.000	MAXP-UZ KNOT Knotenverschiebunge
1376	1.000	MINP-UZ KNOT Knotenverschiebunge
1377	1.000	MAXP-URX KNOT Knotenverschiebung
1378	1.000	MINP-URX KNOT Knotenverschiebung
1379	1.000	MAXP-URY KNOT Knotenverschiebung
1380	1.000	MINP-URY KNOT Knotenverschiebung
1381	1.000	MAXP-URZ KNOT Knotenverschiebung
1382	1.000	MINP-URZ KNOT Knotenverschiebung
1383	1.000	MAXP-URB KNOT Knotenverschiebung
1384	1.000	MINP-URB KNOT Knotenverschiebung
1391	1.000	MAXP-MB KNOT Auflagerkräfte in
1392	1.000	MINP-MB KNOT Auflagerkräfte in

Technikgebäude
Bemessung im Gebrauchszustand

Bewehrungsparameter zweilagige Bewehrung

Auswahl Grp Nr.	Elem Nr.	Abstand d1-o [mm]	Abstand 2.Lage d1-u [mm]	Durchmesser ds-o [mm]	Durchmesser 2.Lage ds-u [mm]	Rissbreite wk-o [mm]	Rissbreite 2.Lage wk-u [mm]	Stahlspannung sigso [MPa]	Stahlspannung 2.Lage sigsu [MPa]	Mindestbew. aso [cm2/m]	Mindestbew. 2.Lage asu [cm2/m]
für alle		41.0	53.0	12	12	0.30	0.30	-	-	-	-
		41.0	53.0	12	12	0.30	0.30	-	-	-	-
1		47.0	61.0	14	14	0.30	0.30	-	-	-	-
		47.0	61.0	14	14	0.30	0.30	-	-	-	-
2		40.0	50.0	10	10	0.30	0.30	-	-	-	-
		40.0	50.0	10	10	0.30	0.30	-	-	-	-

Abstand	Abstand Stabmitte zur Oberfläche oben / unten
Durchmesser	Stabdurchmesser oben / unten
Rissbreite	Einzuhaltende Rissbreite oben / unten
Stahlspannung	Maximale Stahlspannung im Gebrauchsnachweis oben / unten
Mindestbew.	Mindestbewehrung oben / unten

Die Bewehrungsrichtungen beziehen sich auf die lokalen Koordinatensysteme
der Elemente und sind daher graphisch auszugeben.
Bei Eingabe einer Stahlspannung sigso... erfolgt der 'Rissnachweis nach Tabellen'
für diese Lage mit der eingegebenen Stahlspannung. Damit kann der Nachweis nach Stababstand
anstatt nach dem Stabdurchmesser erfolgen, vgl. Legende Steuerung der Gebrauchslastnachweise.

Steuerung der Gebrauchslastnachweise

Nr	Norm	dNW [mm]	
1	EN-1992	->para	Begrenzung der Rissbreite nach EN 1992 7.3.3[1]

Gebrauchsnachweise erforderten eine Bewehrungserhöhung -> WINGRAF: Maßgebender Nachweis✓

[1] mit nationalem Anhang

dNW	Nachweisdurchmesser Rissbreitennachweis: ->para = aus den Bemessungsparametereingaben
4950	Elemente/Knoten wurden im Rissnachweis über den Stabdurchmesser nachgewiesen (Tabelle EN 1992-1-1 7.2N)

Bewehrungsrichtung der einzelnen Lagen

Winkel zwischen Hauptbewehrung (1. Lage) und lokaler x-Achse

Gruppennummer: 1,2 Hauptspannrichtung
oben = 0° zur lokaler x-Achse
unten = 0° zur lokaler x-Achse

Gruppennummer: 3 bis 6 Hauptspannrichtung
oben = 0° zur lokaler x-Achse
unten = 0° zur lokaler x-Achse

Die erforderliche Bewehrung wird für folgende LFK ermittelt.

Flächenelemente:

Bemessungslastfall 1 = GZT D ständige und vorübergehende Beanspruchung

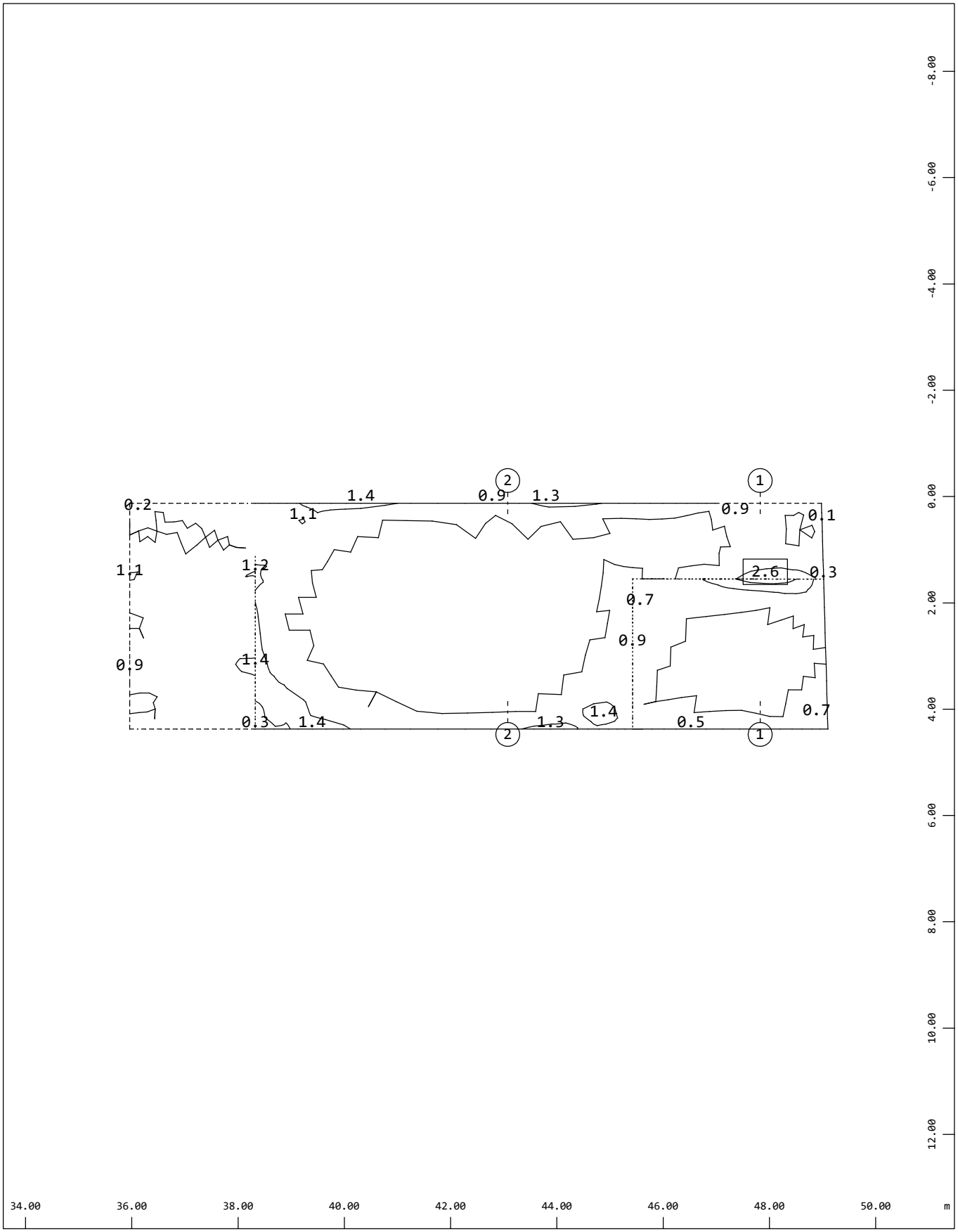
Bemessungslastfall 2 = GZG 1 Rissweite unter Last (quasi-ständige Kombination)

Das Maximum aus allen Kombinationen wird in den BLF 2 abgelegt. Nach dieser Kombination erfolgt die Bewehrungswahl, so dass alle Grenzzustände eingehalten werden.

Bereiche an Wandecken, Wandenden und über Stützen werden in der Regel gesondert nachgewiesen, da hier meist der Durchstanznachweis maßgebend wird.

Dieser wird mit einem anderen Programm geführt.

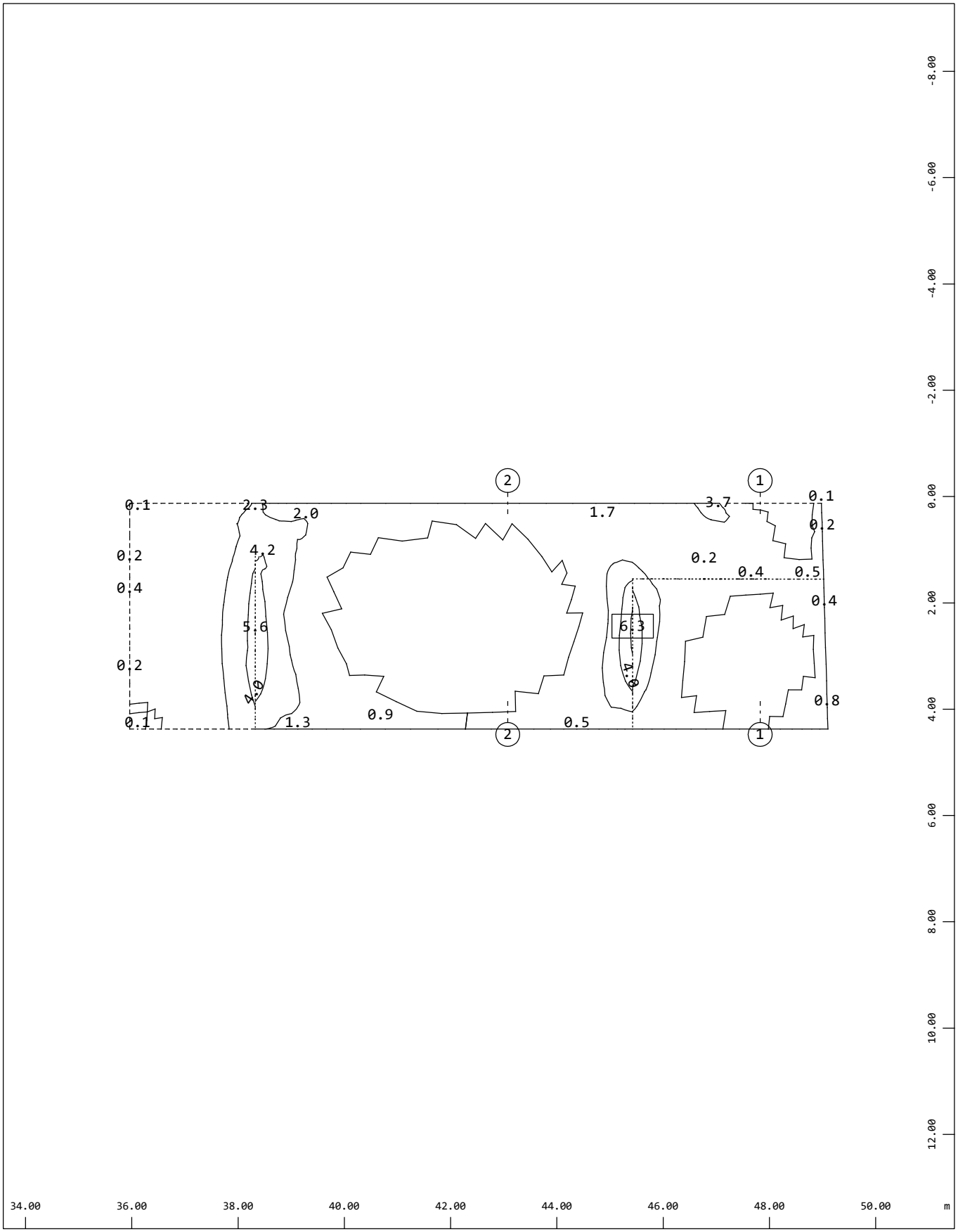
Technikgebäude
Bemessung



Systemausschnitt Gruppe 1 M 1 : 100
Z X Y
Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) unten im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem
Rissnachweis , von 0 bis 2.59 Stufen 1.00 cm2/m

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

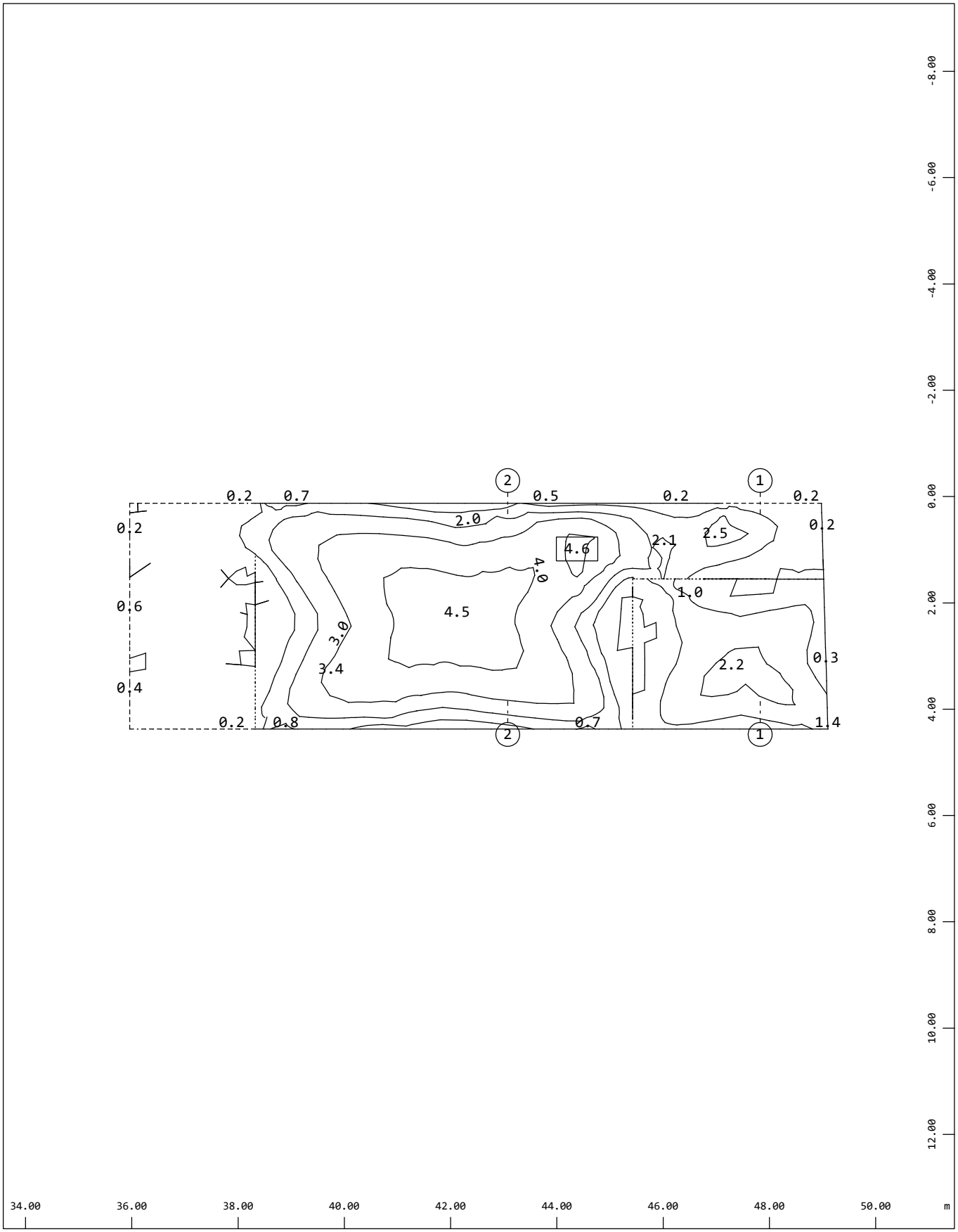
Technikgebäude
Bemessung



Systemausschnitt Gruppe 1 M 1 : 100
Z X Y
Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) unten im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem
Rissnachweis , von 0 bis 6.35 Stufen 2.00 cm2/m

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Technikgebäude
Bemessung



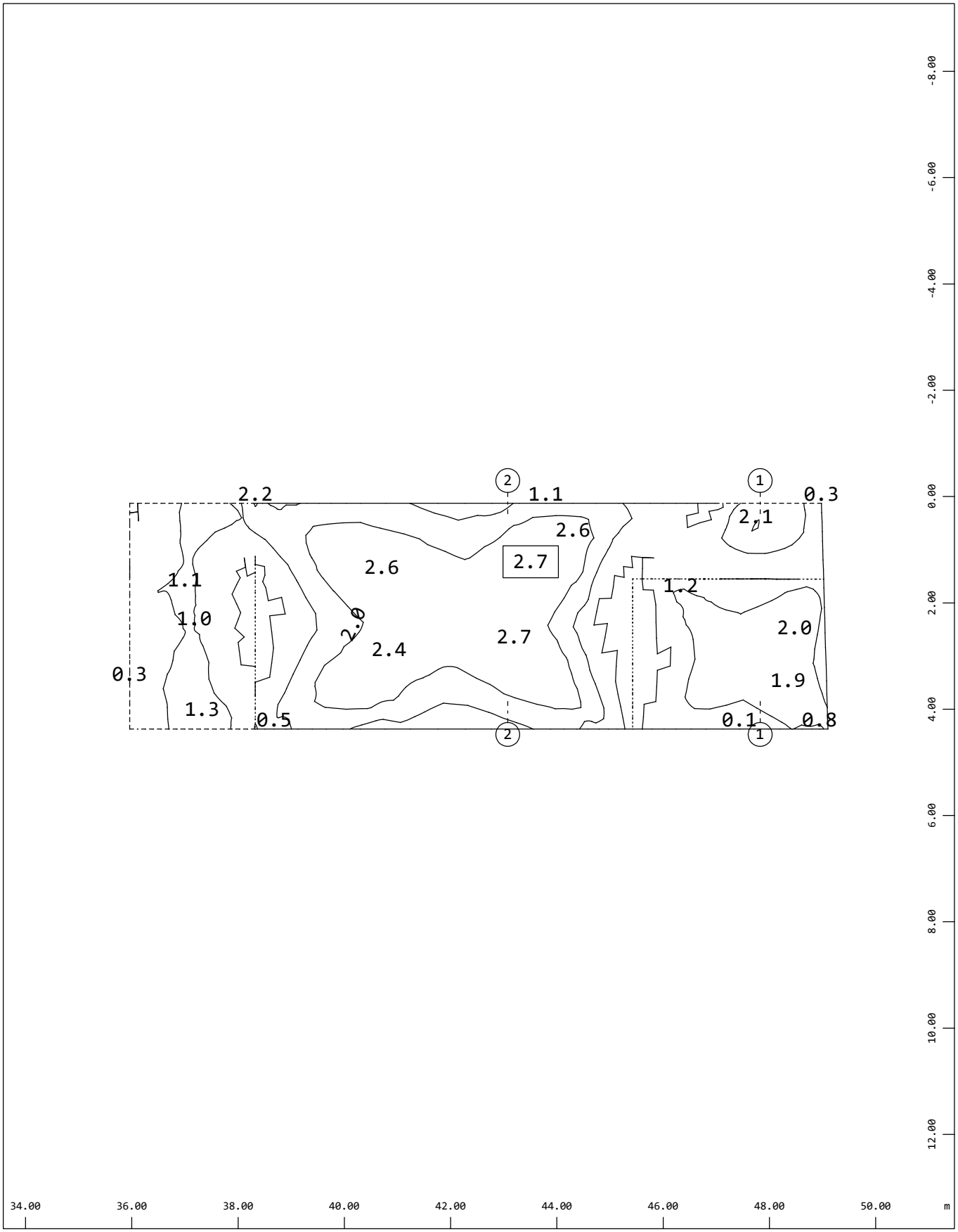
Systemausschnitt Gruppe 1 M 1 : 100

Z—X
Y

Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) oben im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem
Rissnachweis , von 0 bis 4.55 Stufen 1.00 cm2/m

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

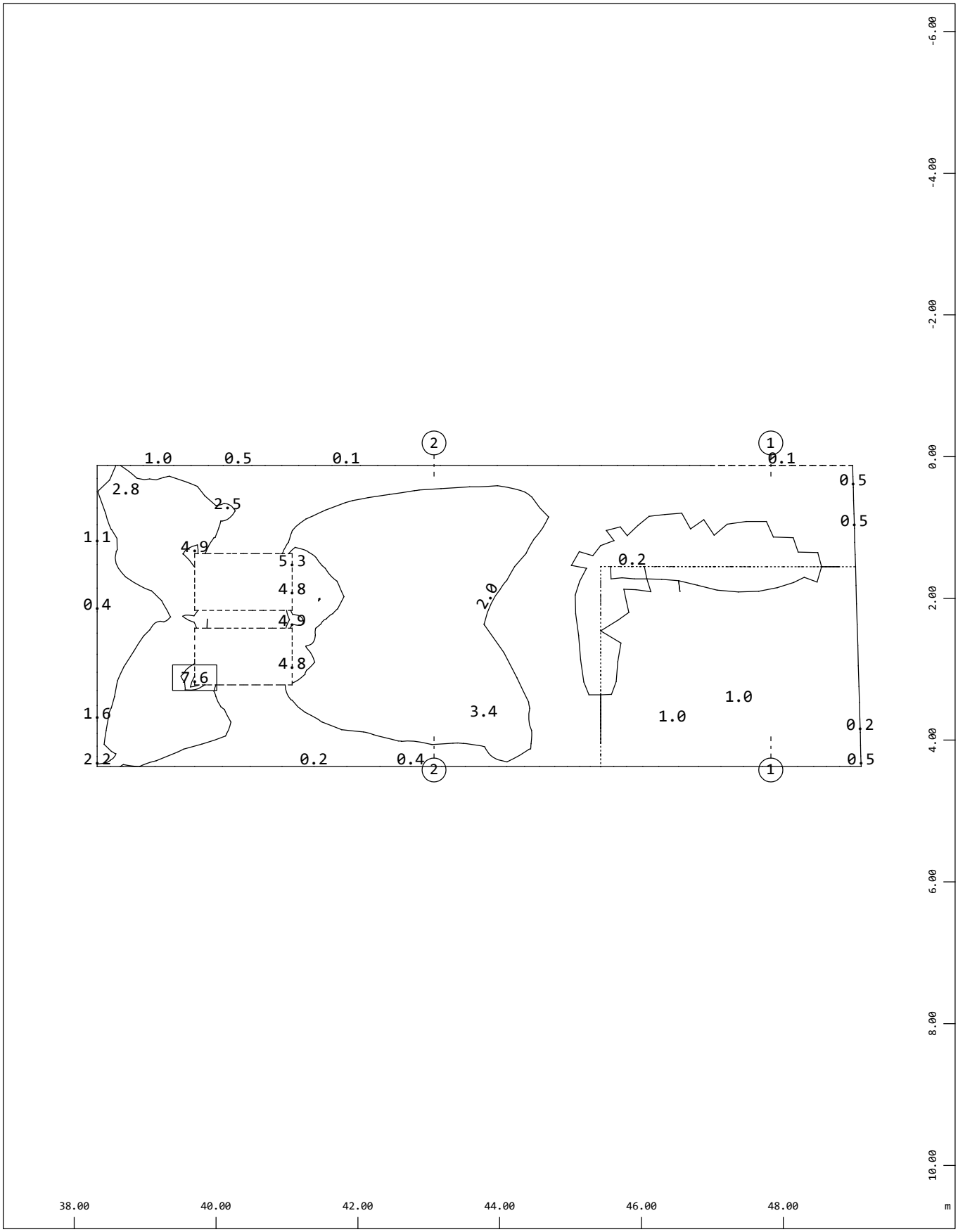
Technikgebäude
Bemessung



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 1 M 1 : 100
Z X Y
Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) oben im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem
Rissnachweis , von 0 bis 2.72 Stufen 1.00 cm2/m

Technikgebäude
Bemessung



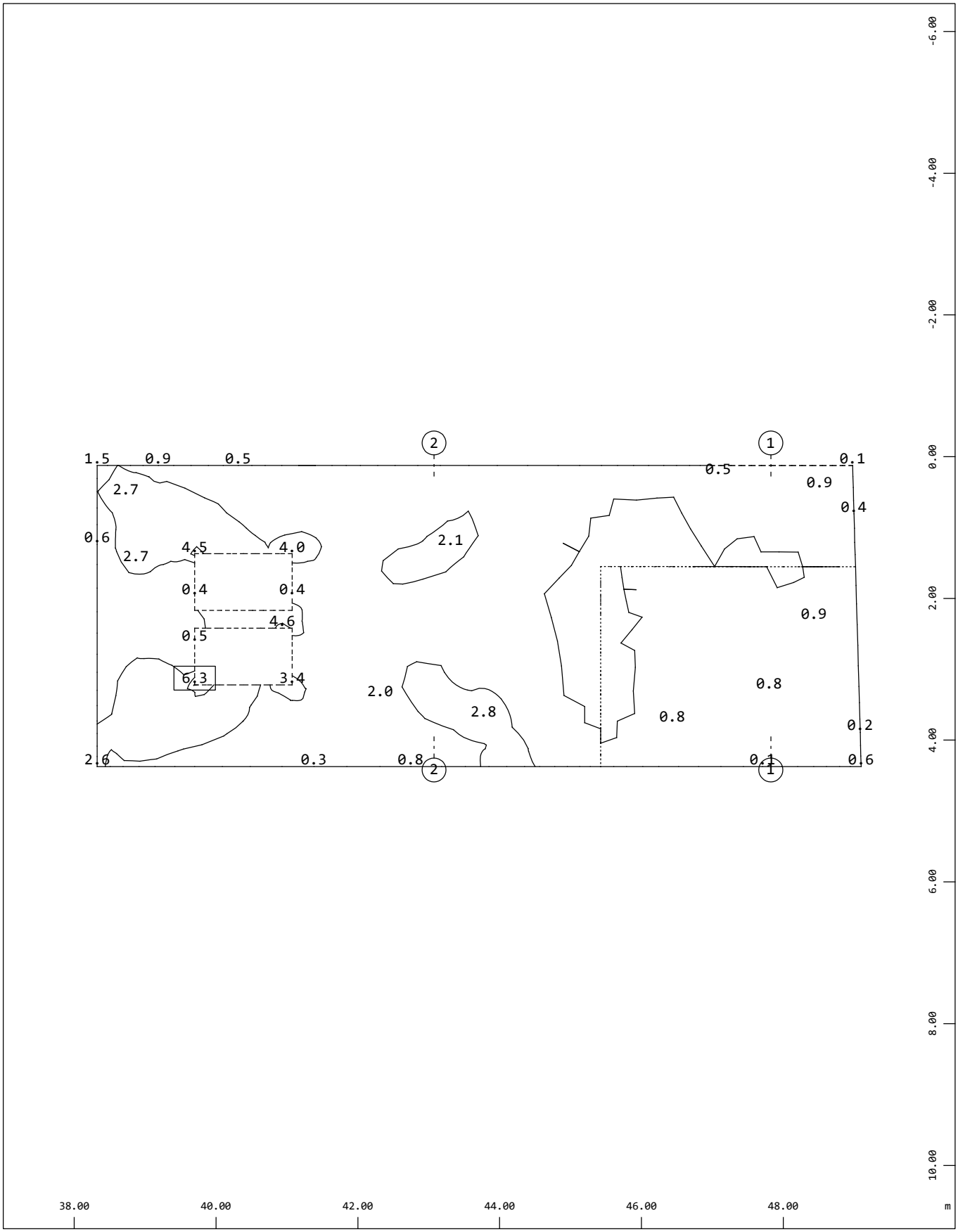
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 2 M 1 : 75

Z—X
Y

Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) unten im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , von 0 bis 7.64 Stufen 2.00 cm2/m

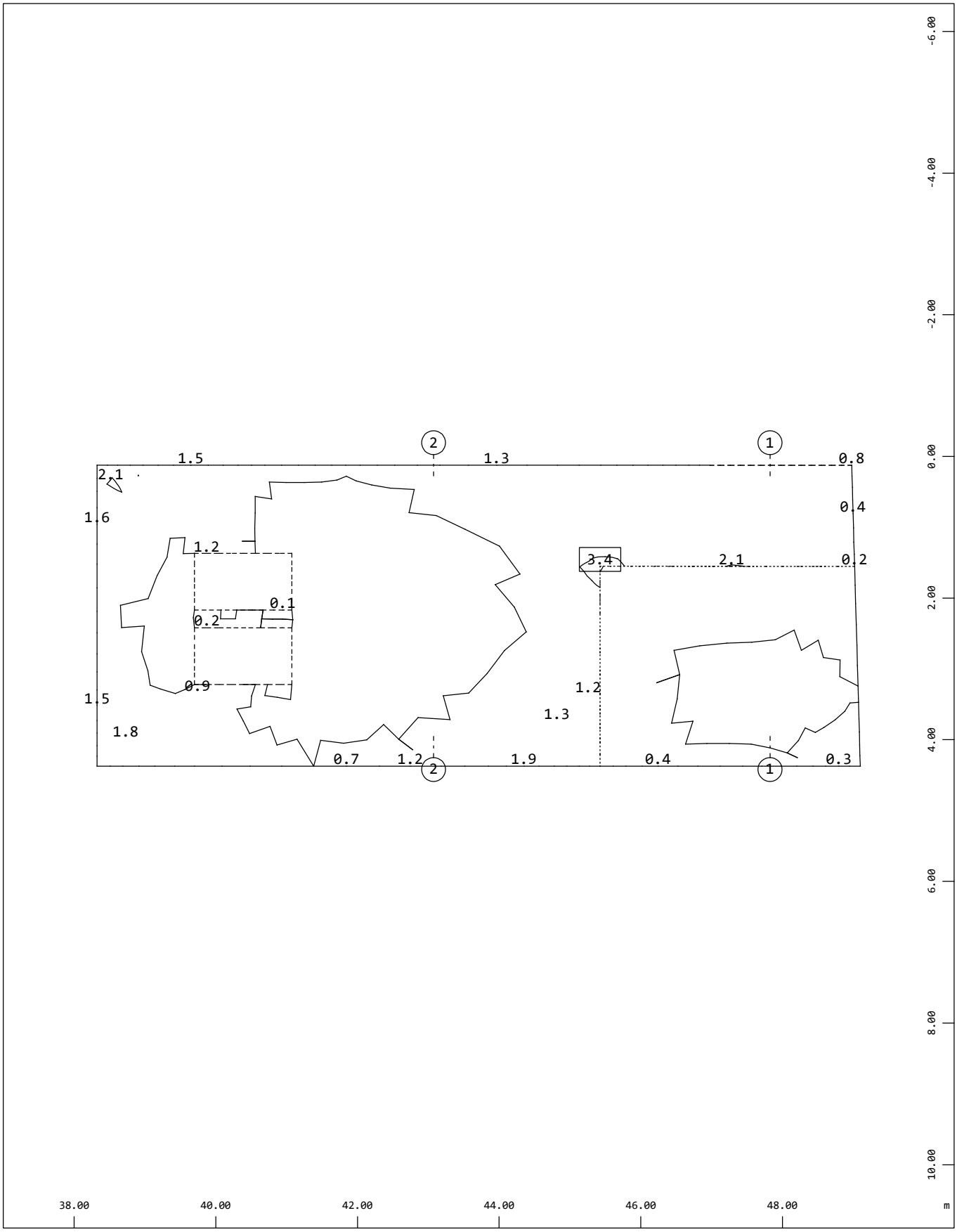
Technikgebäude
Bemessung



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 2 M 1 : 75
Z X Y
Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) unten im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem
Rissnachweis , von 0 bis 6.26 Stufen 2.00 cm2/m

Technikgebäude
Bemessung



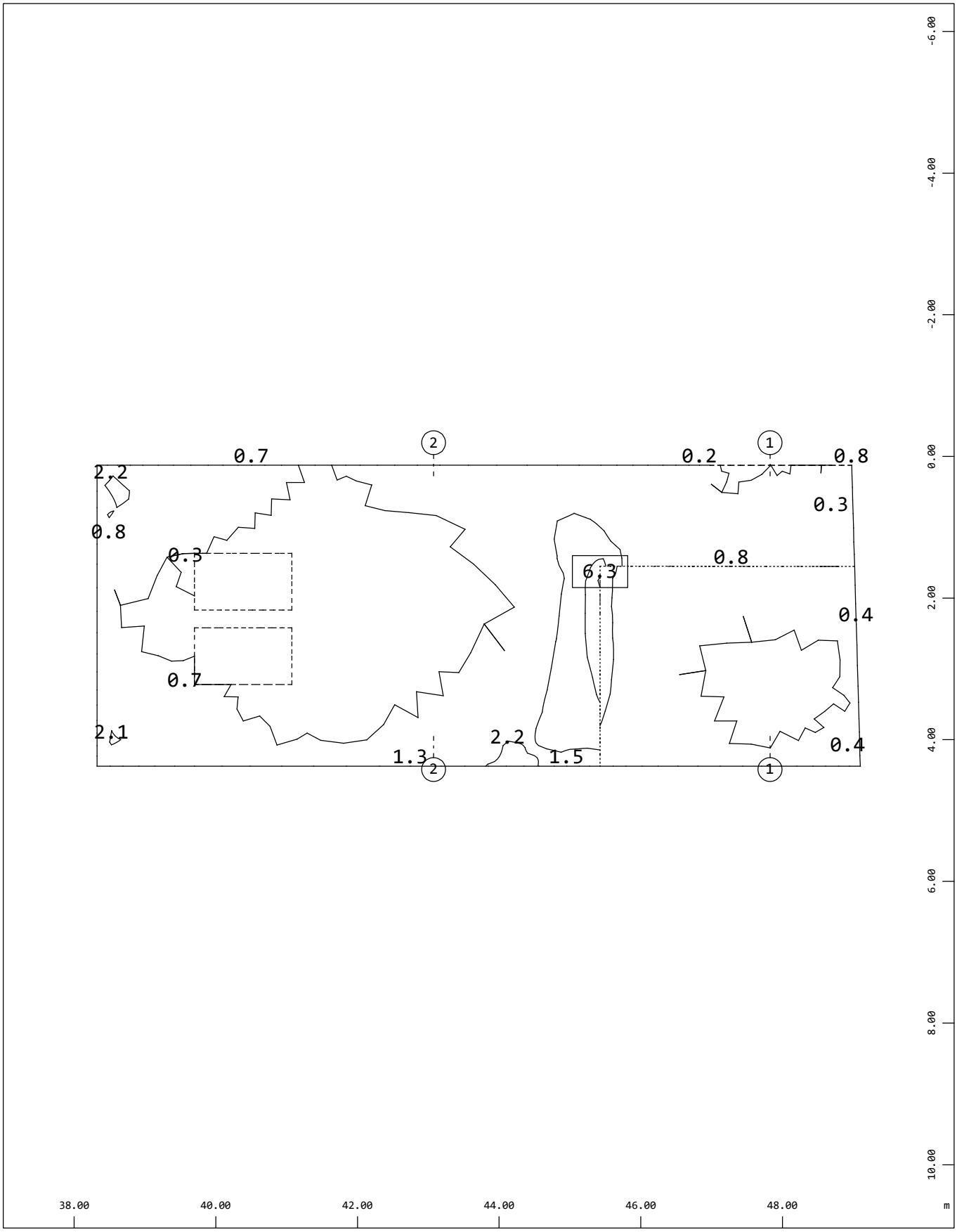
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 2 M 1 : 75

Z—X
Y

Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) oben im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , von 0 bis 3.38 Stufen 2.00 cm2/m

Technikgebäude
Bemessung



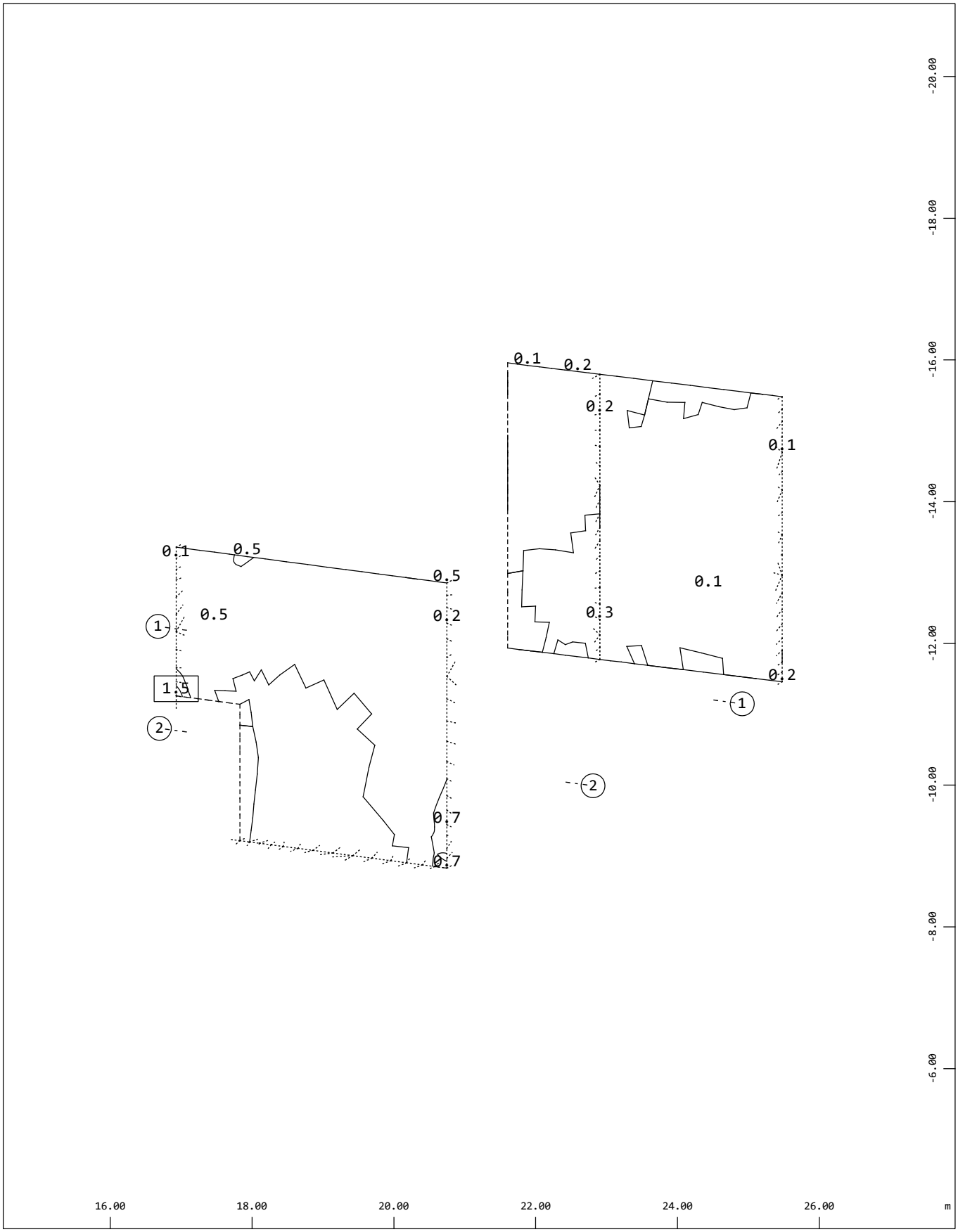
Systemausschnitt Gruppe 2 M 1 : 75

Z—X
Y

Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) oben im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , von 0 bis 6.32 Stufen 2.00 cm2/m

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Technikgebäude
Bemessung

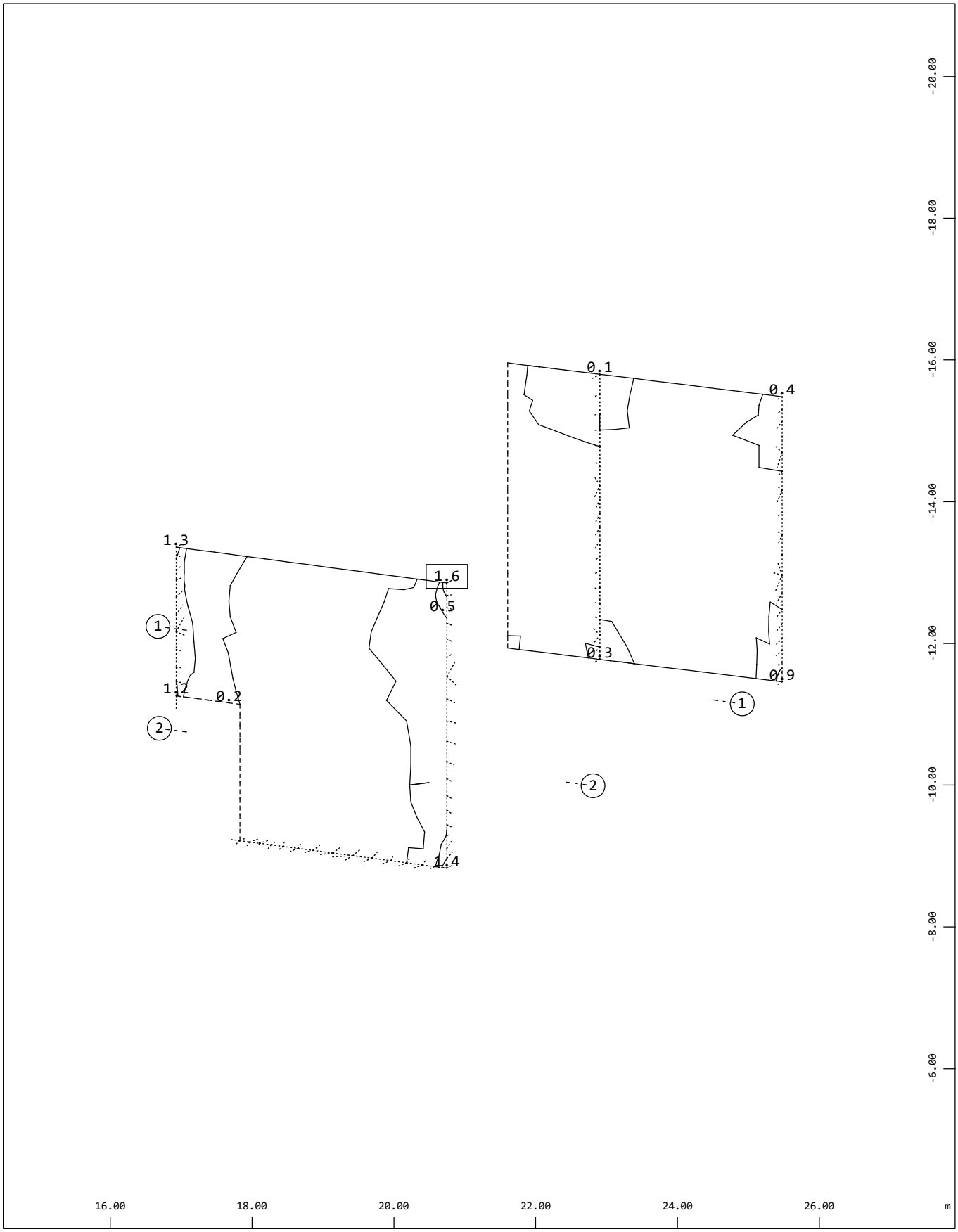


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 3
Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) unten im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem
Rissnachweis , von 0 bis 1.53 Stufen 0.500 cm2/m

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Bemessung



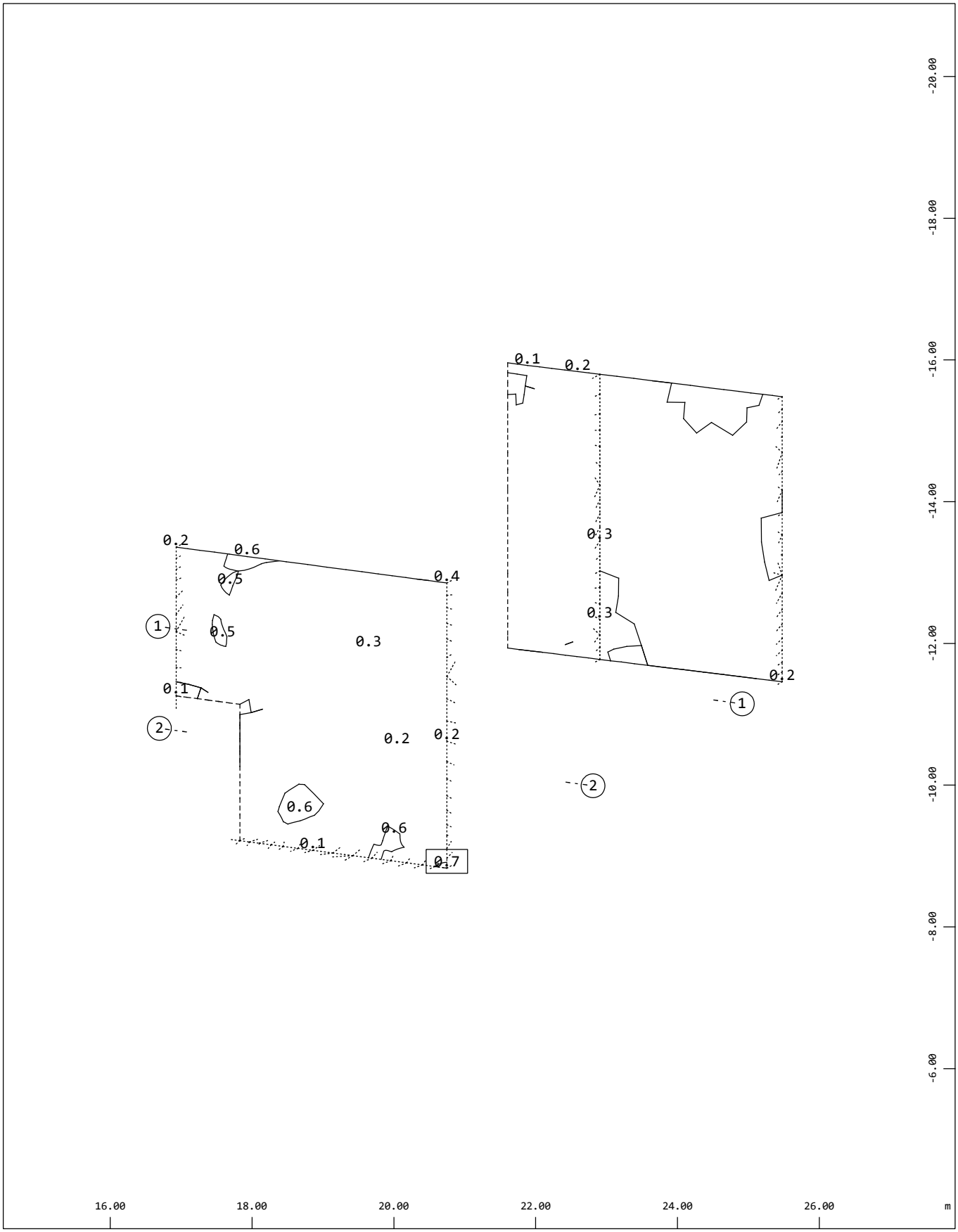
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 3
Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) unten im Knoten
Rissnachweis , von 0 bis 1.59 Stufen 0.500 cm2/m

Bemessungsfall 2 Nach dem

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Bemessung

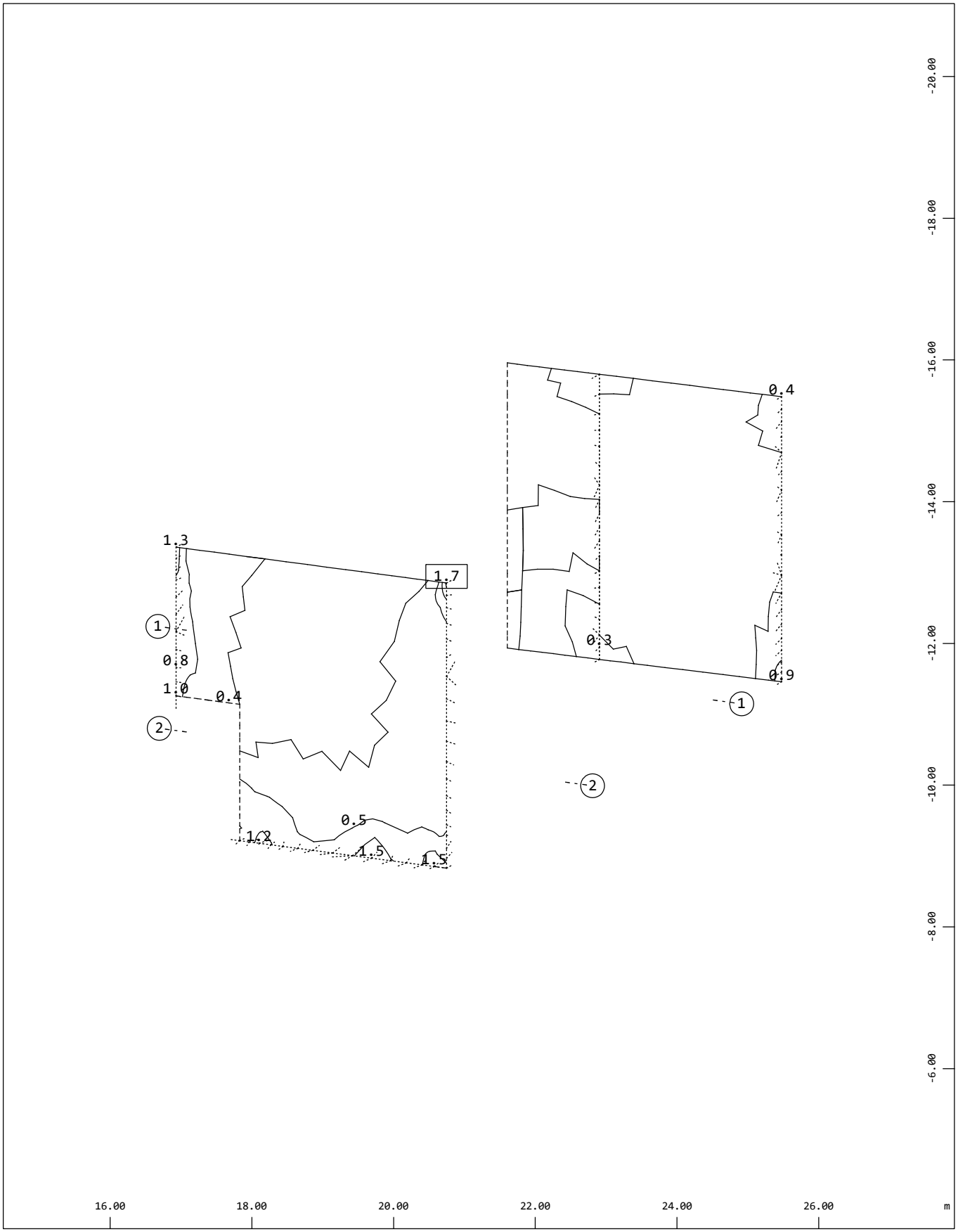


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 3
Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) oben im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem
Rissnachweis , von 0 bis 0.743 Stufen 0.500 cm2/m

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Bemessung



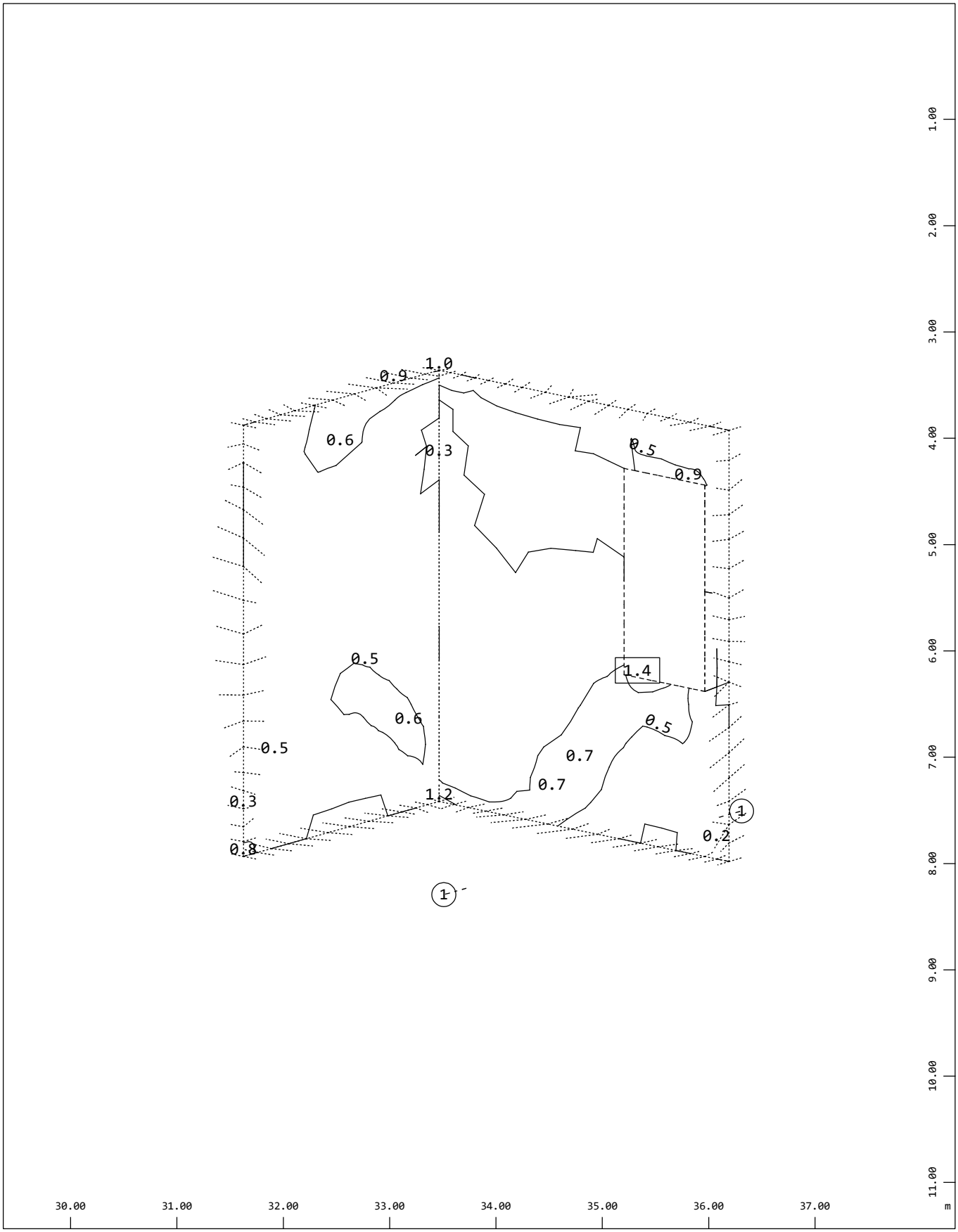
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 3
Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) oben im Knoten
Rissnachweis , von 0 bis 1.67 Stufen 0.500 cm2/m

Bemessungsfall 2 Nach dem

M 1 : 75
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Technikgebäude
Bemessung

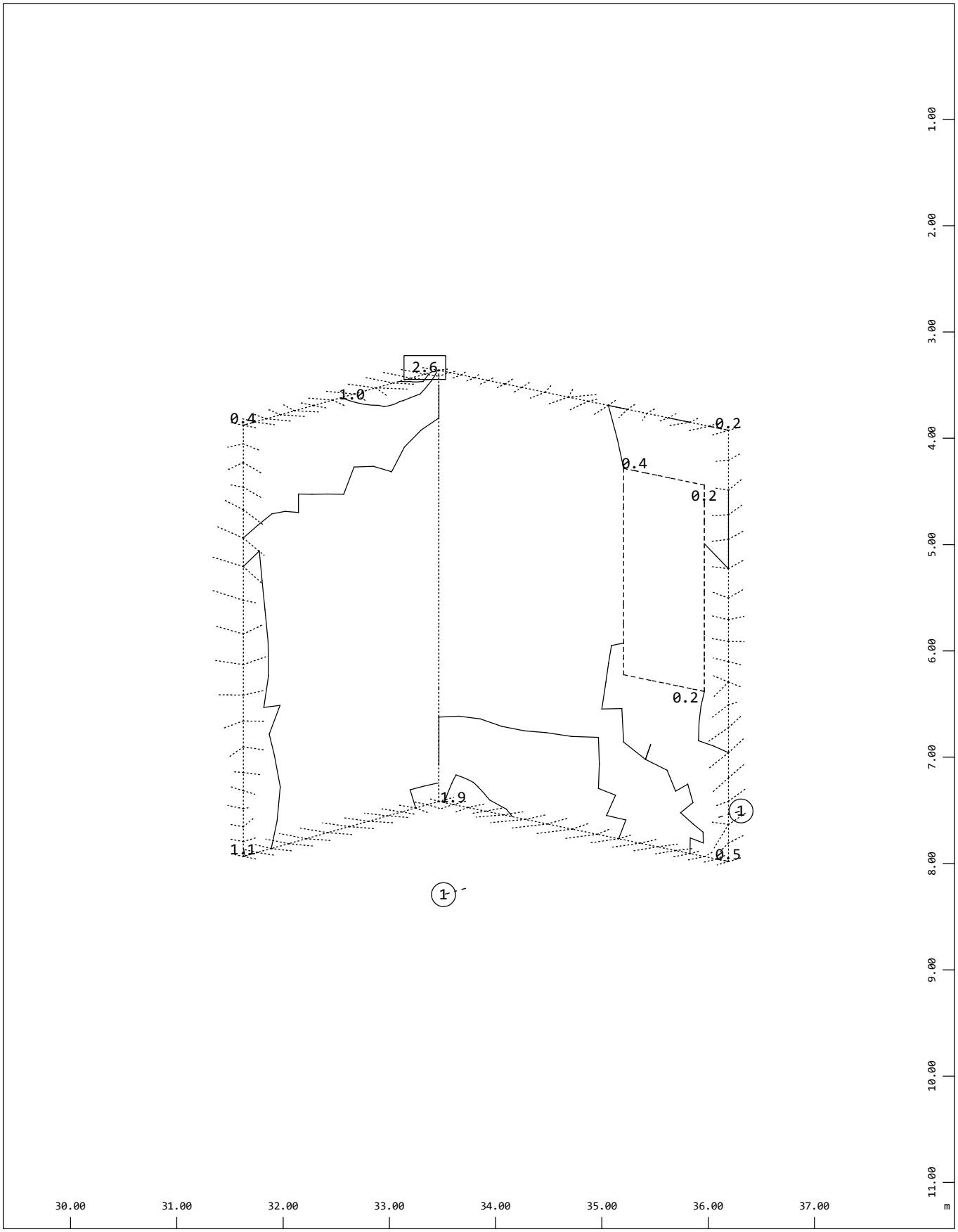


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 4
Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) unten im Knoten, Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis , von 0 bis 1.37 Stufen 0.500 cm2/m

M 1 : 50
X * 0.775
Y * 0.676
Z * 0.970

Technikgebäude
Bemessung

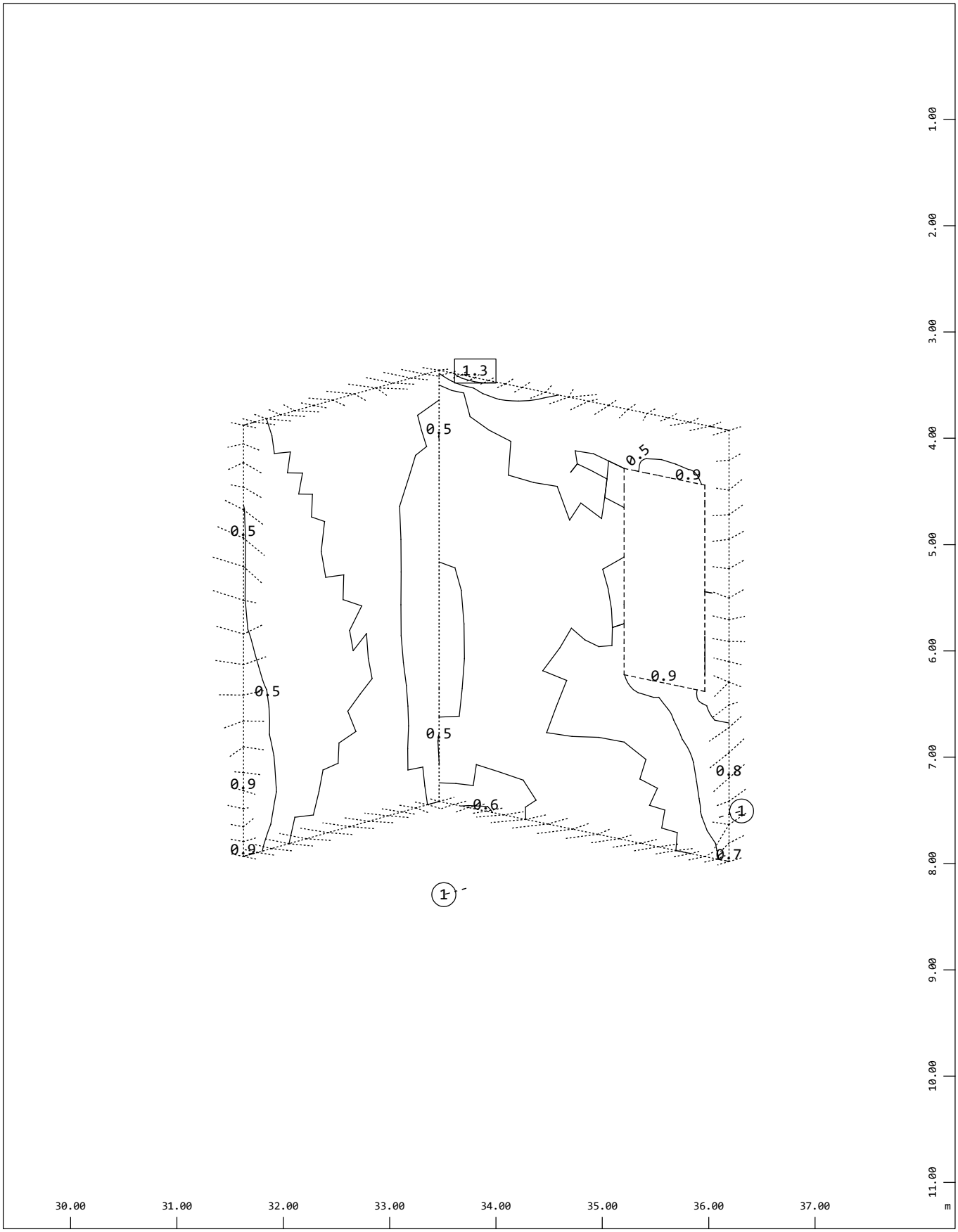


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 4
Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) unten im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem
Rissnachweis , von 0 bis 2.58 Stufen 1.00 cm2/m

M 1 : 50
X * 0.775
Y * 0.676
Z * 0.970

Technikgebäude
Bemessung



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

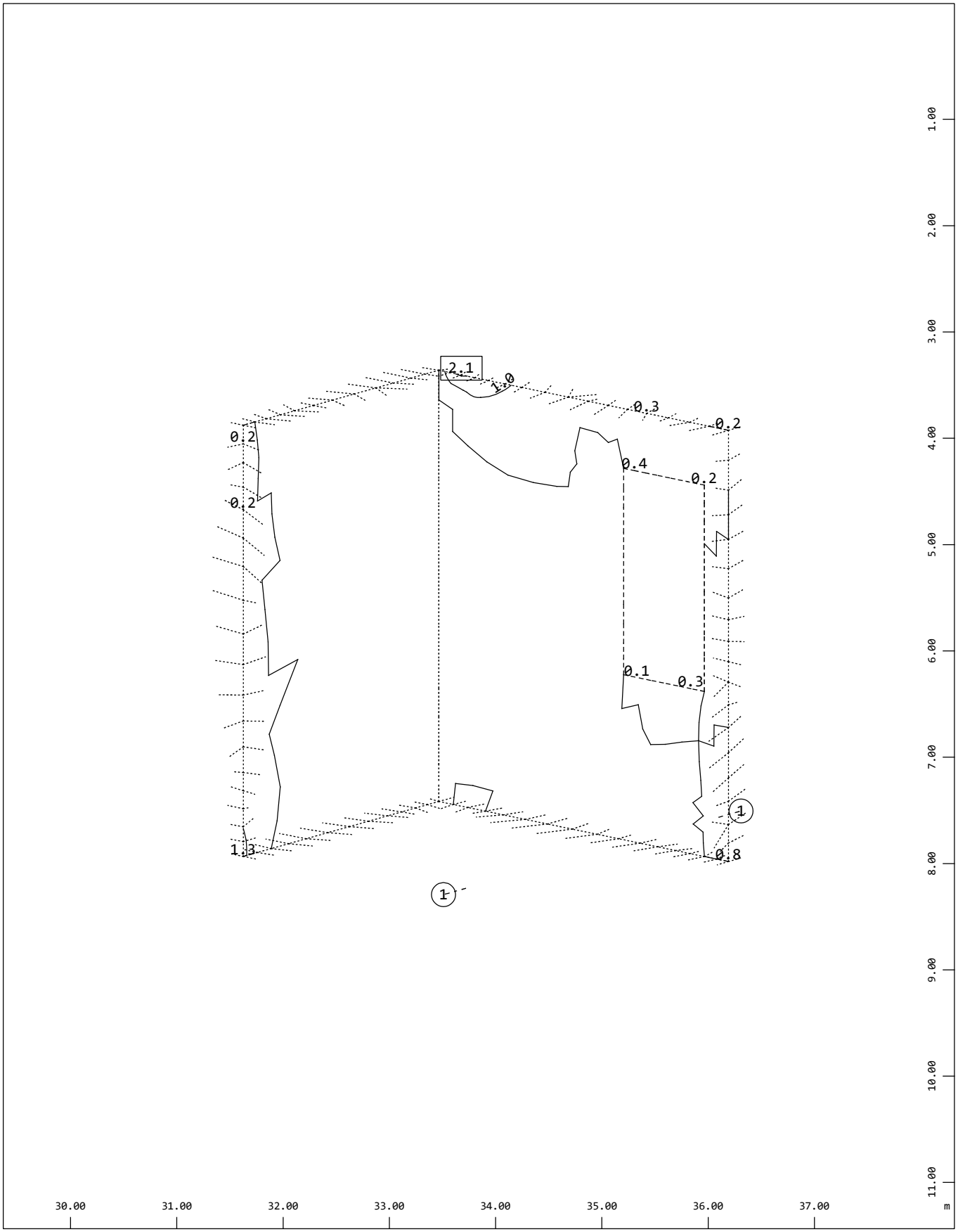
Systemausschnitt Gruppe 4

Y X Z

Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) oben im Knoten, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT
, von 0 bis 1.32 Stufen 0.500 cm2/m

M 1 : 50
X * 0.775
Y * 0.676
Z * 0.970

Technikgebäude
Bemessung

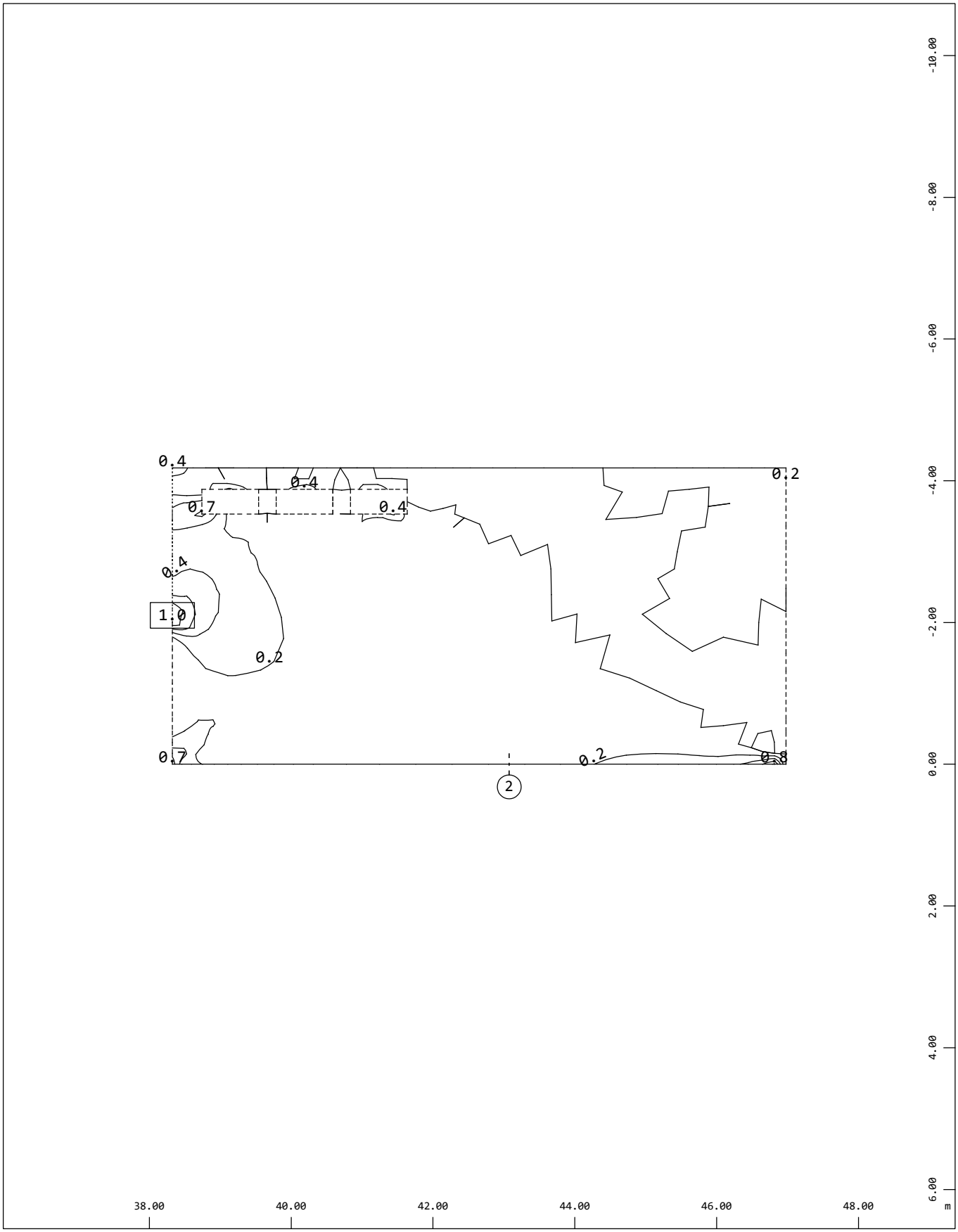


SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 4
Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) oben im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem
Rissnachweis , von 0 bis 2.08 Stufen 1.00 cm2/m

M 1 : 50
X * 0.775
Y * 0.676
Z * 0.970

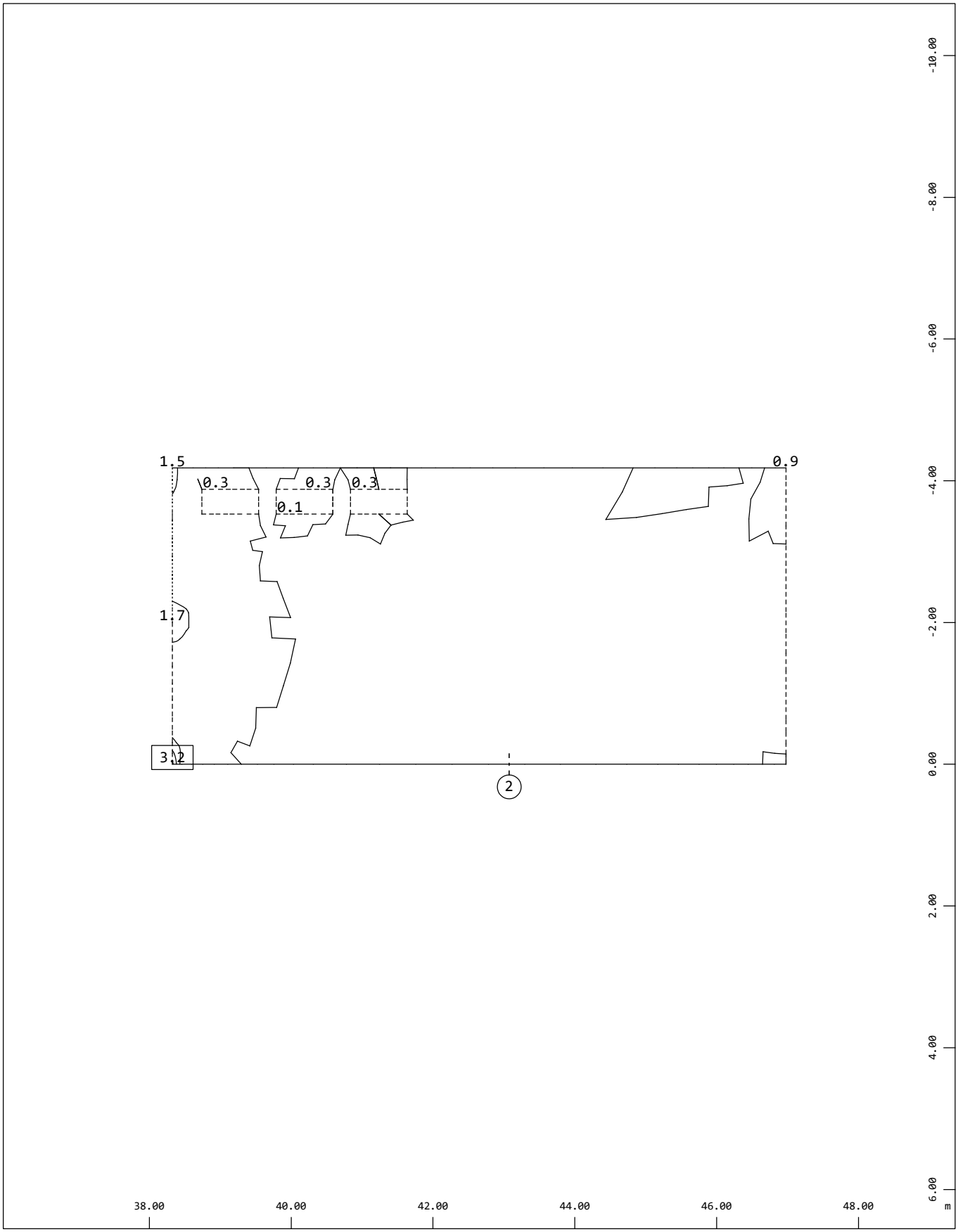
Technikgebäude
Bemessung



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 5 M 1 : 75
Y X
Z
Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) unten im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem
Rissnachweis , von 0 bis 0.964 Stufen 0.200 cm2/m

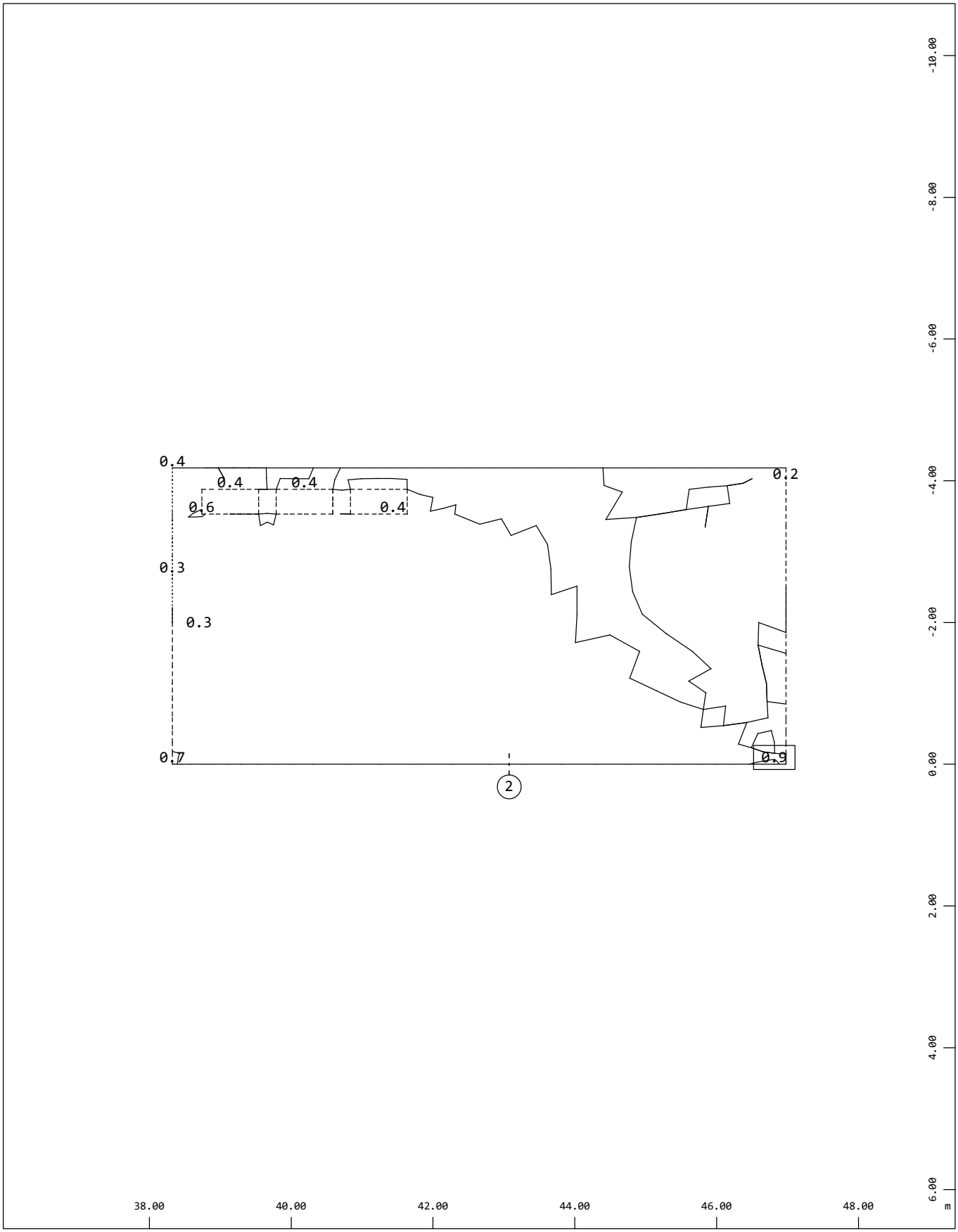
Technikgebäude
Bemessung



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 5 M 1 : 75
Y X Z
Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) unten im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem
Rissnachweis , von 0 bis 3.25 Stufen 1.00 cm2/m

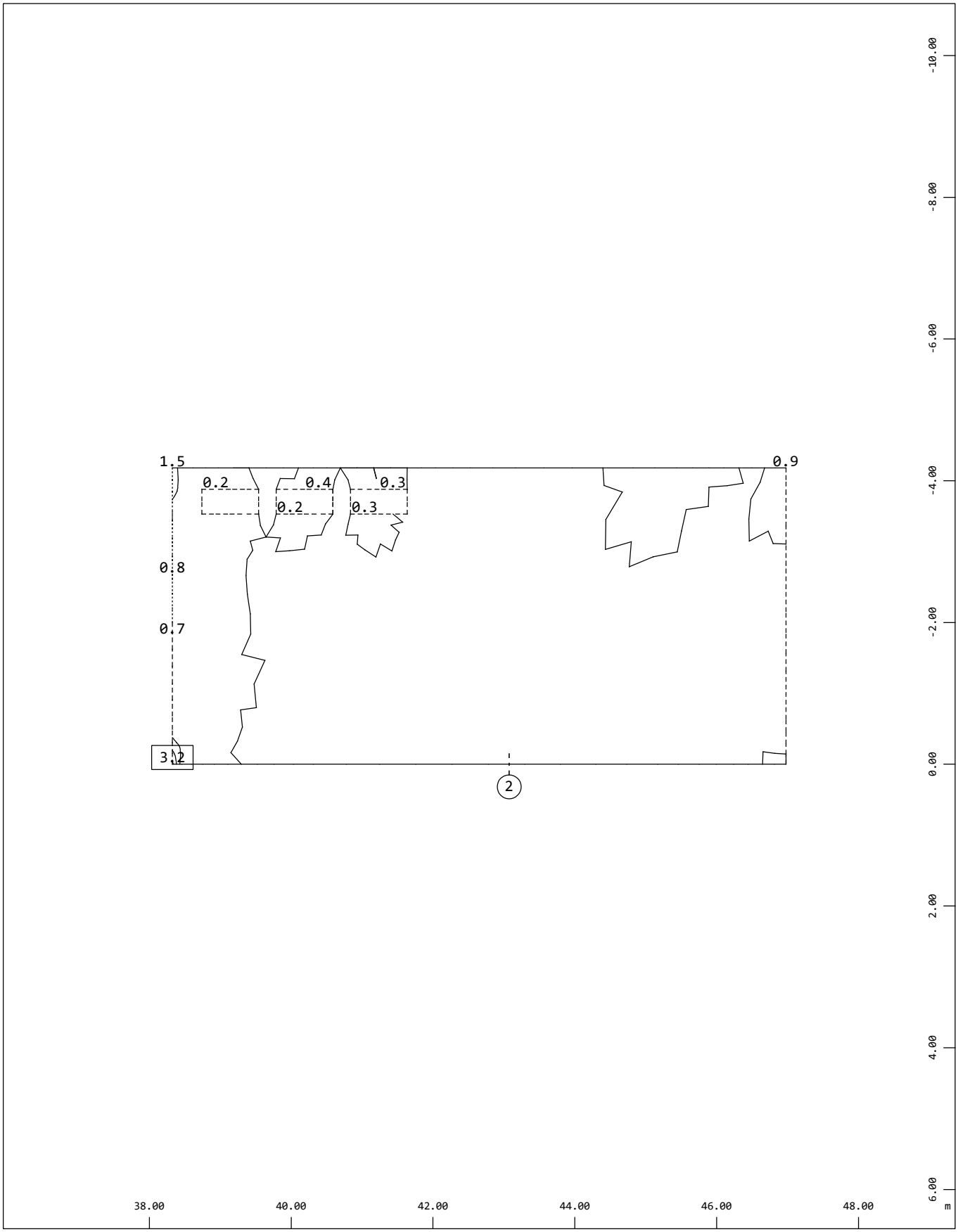
Technikgebäude
Bemessung



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 5 M 1 : 75
Y X
Z
Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) oben im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem
Rissnachweis , von 0 bis 0.884 Stufen 0.500 cm2/m

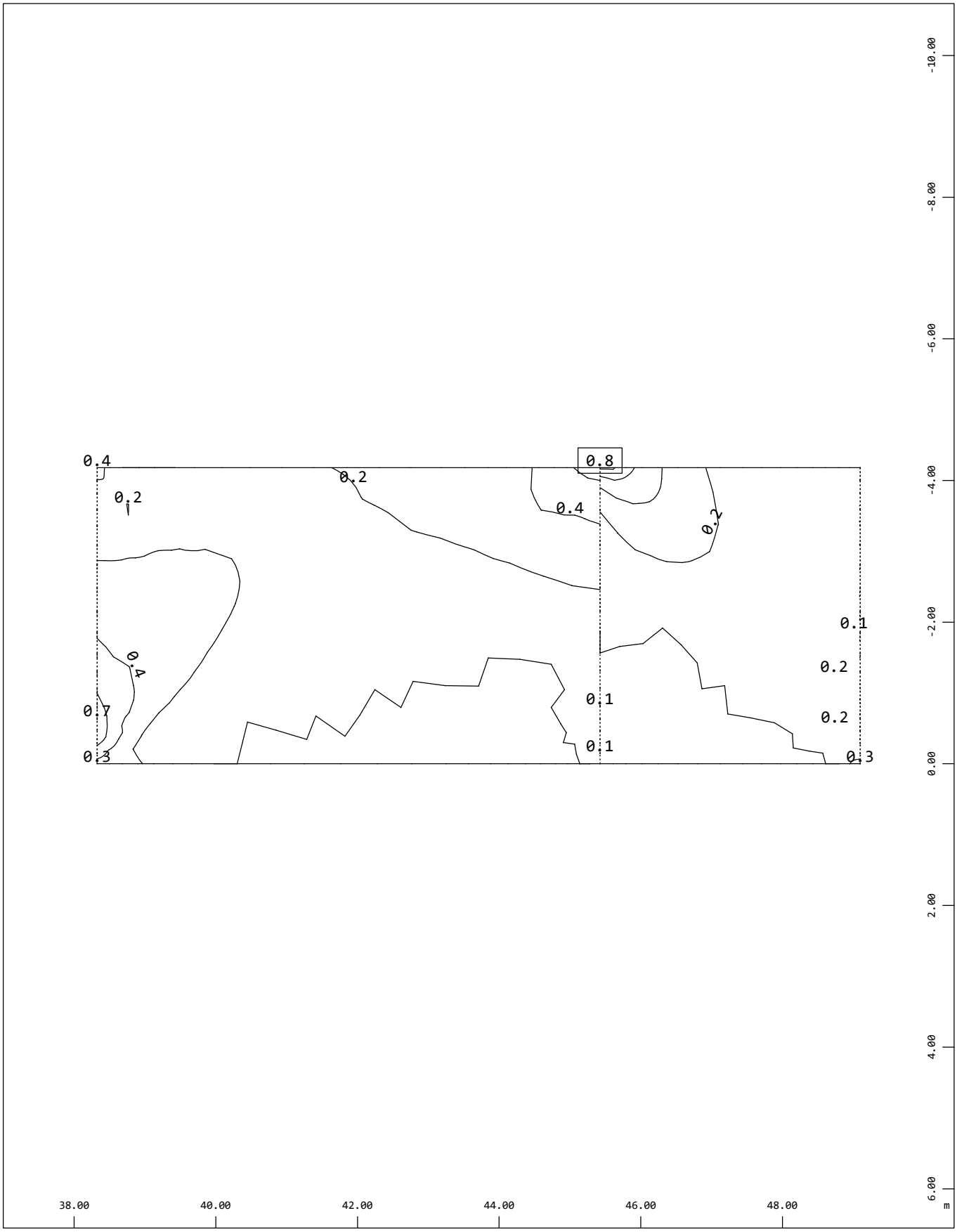
Technikgebäude
Bemessung



Systemausschnitt Gruppe 5 M 1 : 75
Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) oben im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem
Rissnachweis , von 0 bis 3.24 Stufen 1.00 cm2/m

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

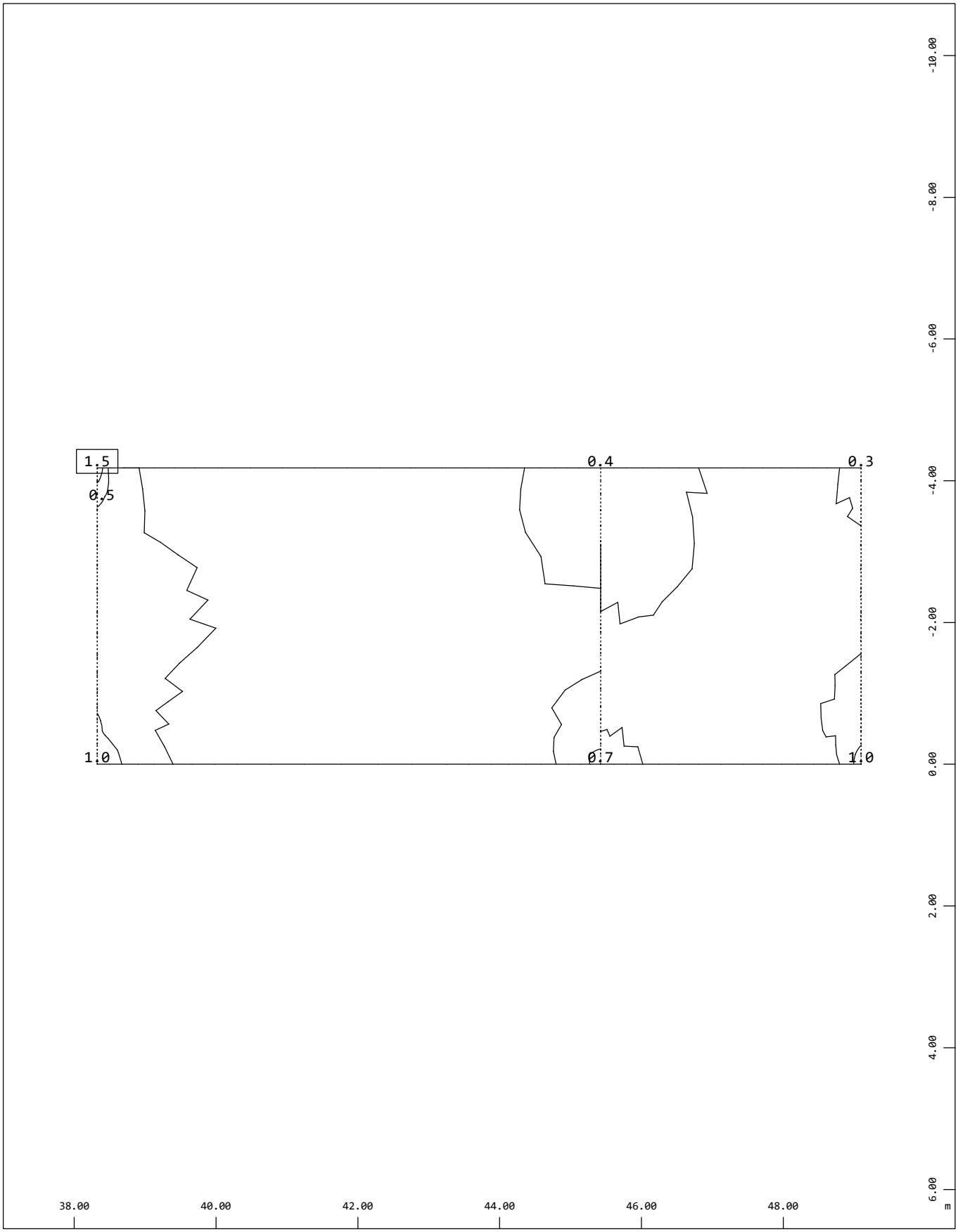
Technikgebäude
Bemessung



Systemausschnitt Gruppe 6 M 1 : 75
Y X Z
Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) unten im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem
Rissnachweis , von 0 bis 0.831 Stufen 0.200 cm2/m

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

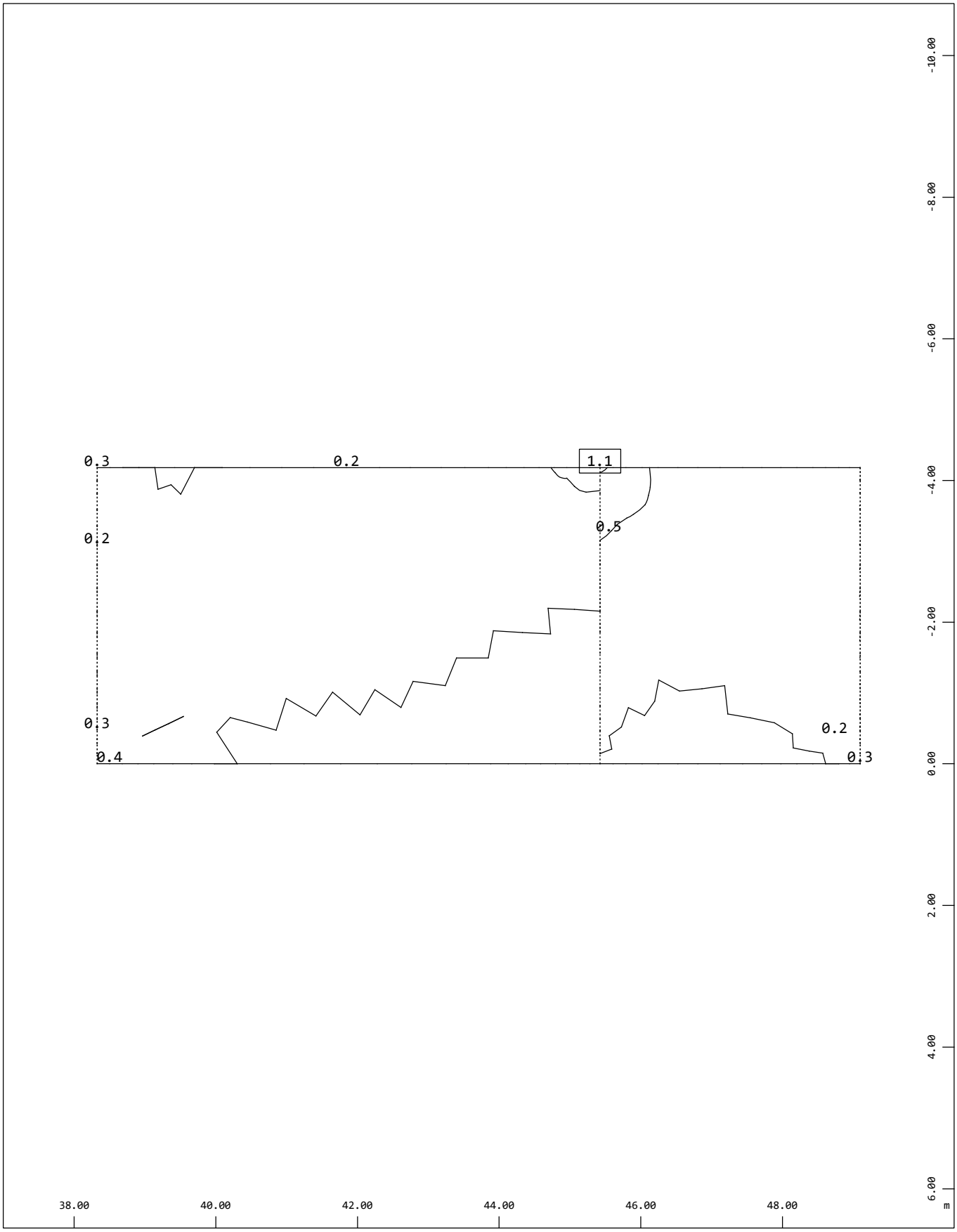
Technikgebäude
Bemessung



Systemausschnitt Gruppe 6 M 1 : 75
Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) unten im Knoten 1/, Bemessungsfall 2 Nach dem
Rissnachweis , von 0 bis 1.50 Stufen 0.500 cm2/m

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

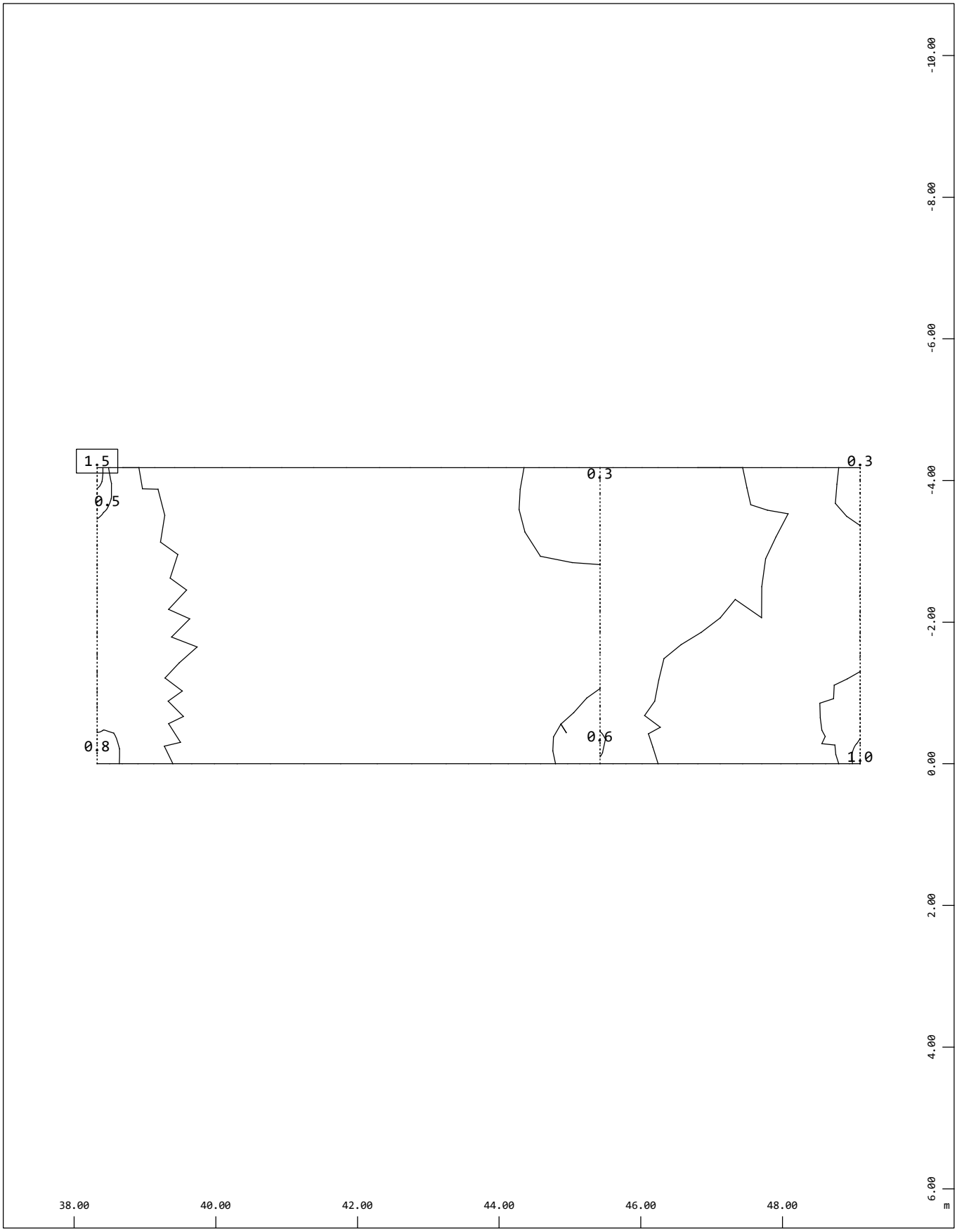
Technikgebäude
Bemessung



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 6 M 1 : 75
Y—X
Z
Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) oben im Knoten , Bemessungsfall 2 Nach dem
Rissnachweis , von 0 bis 1.13 Stufen 0.500 cm2/m

Technikgebäude
Bemessung



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 6 M 1 : 75
Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) oben im Knoten ½ Bemessungsfall 2 Nach dem
Rissnachweis , von 0 bis 1.52 Stufen 0.500 cm2/m

Bemessung für Querkraft in der Boden- und Deckenplatte

Auf den nachfolgenden Seiten sind die Ergebnisse der Querkraftbemessung wiedergegeben. Zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung $V_{RD,c}$ wird der Wert aus der Grundbewehrung angesetzt.

Da nach DIN EN 1992-1, Abschnitt 9.3.2(3) für $V_{Ed} \leq 0{,}33 \cdot V_{Rd,max}$ die Querkraftbewehrung vollständig aus Querkraftzulagen bestehen darf, werden in Abhängigkeit der SOFiSTiK-Ergebnisse die erforderlichen Bügeldurchmesser bzw. Bügelabstände bestimmt.

Dicke	min.Grundbewehrung	vorh. a_s	$V_{RD,ct}$
20 cm	Ø10/10	7,9 cm²	79 kN
30 cm	Ø14/10	15,4 cm²	123 kN

→ Berechnung $V_{RD,ct}$ siehe nachfolgende Seiten:

Querkraftwiderstand eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung gem. DIN EN 1992-1-1, 6.2.2

Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit

$$V_{Rd.c} = \left(\frac{0.15}{\gamma_c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})} + 0.12 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d \quad (6.2a)$$

Mindestwert des Querkraftwiderstandes

$$V_{Rd.c.min} = \left(v_{min} + 0.12 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d \quad (6.2b)$$

mit $v_{min} = \frac{\kappa_1}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\kappa^3 \cdot f_{ck}}$ $\kappa_1 = 0.0375 .. 0.0525$ (6.3DE)

Bauteilabmessungen $h := 0.20 \cdot m$ $b_w := 1.00 \cdot m$

Beton Beton := "C25/30" $\gamma_c = 1.5$

Bewehrung $c := 35 \cdot mm$ Stahl := "B500"

Anzahl der Bewehrungslagen / Durchmesser / Abstand $n_{s.L} := 1$ Lage(n) - $\varnothing d_s := 10$ $s := 10 \cdot cm$

Betonlängsspannung in der Bauteilschwerachse
(Druck positiv, Zug negativ)

$N_{Ed} := 0 \cdot kN$

$$\sigma_{cp} := min\left(\frac{N_{Ed}}{b_w \cdot h}, 0.2 \cdot f_{cd}(Beton)\right) = 0 \text{ MN/m²}$$

<! $0.2 \cdot f_{cd}(Beton) = 2.83$ MN/m²

$$\kappa := min\left(1 + \sqrt{\frac{200 \cdot mm}{d}}, 2.0\right) \quad <! \ 2.0 \qquad \kappa = 2$$

κ_1 = 0.0525 für d ≤ 600 mm
= 0.0375 für d ≥ 800 mm
= interpoliert für 600 < d < 800 mm

$\kappa_1 = 0.0525$

$\rho_l = 0.49$ % <! 2%

$$V_{Rd.c.min} := \left(\frac{\kappa_1}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\kappa^3 \cdot f_{c.k}} \cdot \left(\frac{MN}{m^2}\right) + 0.12 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d = 79.2 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.c} := \left(\frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \kappa \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{c.k}} \cdot \left(\frac{MN}{m^2}\right) + 0.12 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d$$

$V_{Rd.c} = 73.8\ kN$

Querkrafttragfähigkeit

$V_{Rd.c} := \max\left(V_{Rd.c}, V_{Rd.c.min}\right)$

$V_{Rd.c} = 79.2\ kN$

$v_{Rd.c} := \frac{V_{Rd.c}}{b_w \cdot d}$

$v_{Rd.c} = 0.49\ MN/m^2$

Querkraftwiderstand eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung gem. DIN EN 1992-1-1, 6.2.2

Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit

$$V_{Rd.c} = \left(\frac{0.15}{\gamma_c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})} + 0.12 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d \quad (6.2a)$$

Mindestwert des Querkraftwiderstandes

$$V_{Rd.c.min} = (v_{min} + 0.12 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (6.2b)$$

mit $v_{min} = \frac{\kappa_1}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\kappa^3 \cdot f_{ck}}$ $\kappa_1 = 0.0375 .. 0.0525$ (6.3DE)

Bauteilabmessungen $h := 0.30 \cdot m$ $b_w := 1.00 \cdot m$

Beton Beton := "C25/30" $\gamma_c = 1.5$

Bewehrung $c := 54 \cdot mm$ Stahl := "B500"

Anzahl der Bewehrungslagen / Durchmesser / Abstand $n_{s.L} := 1$ Lage(n) - $\varnothing d_s := 14$ $s := 10 \cdot cm$

Betonlängsspannung in der Bauteilschwerachse (Druck positiv, Zug negativ) $N_{Ed} := 0 \cdot kN$

$$\sigma_{cp} := min\left(\frac{N_{Ed}}{b_w \cdot h}, 0.2 \cdot f_{cd}(Beton)\right) = 0 \text{ MN/m²}$$

<! $0.2 \cdot f_{cd}(Beton) = 2.83$ MN/m²

$$\kappa := min\left(1 + \sqrt{\frac{200 \cdot mm}{d}}, 2.0\right) \quad <! \ 2.0 \qquad \kappa = 1.91$$

κ_1 = 0.0525 für d ≤ 600 mm
= 0.0375 für d ≥ 800 mm
= interpoliert für 600 < d < 800 mm

$\kappa_1 = 0.0525$

$\rho_l = 0.64$ % <! 2%

$$V_{Rd.c.min} := \left(\frac{\kappa_1}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\kappa^3 \cdot f_{c.k}} \cdot \left(\frac{MN}{m^2}\right) + 0.12 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d = 110.8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.c} := \left(\frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \kappa \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{c.k}} \cdot \left(\frac{MN}{m^2}\right) + 0.12 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d$$

$V_{Rd.c} = 115.6\ kN$

Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd.c} := \max(V_{Rd.c}, V_{Rd.c.min})$ $V_{Rd.c} = 115.6\ kN$

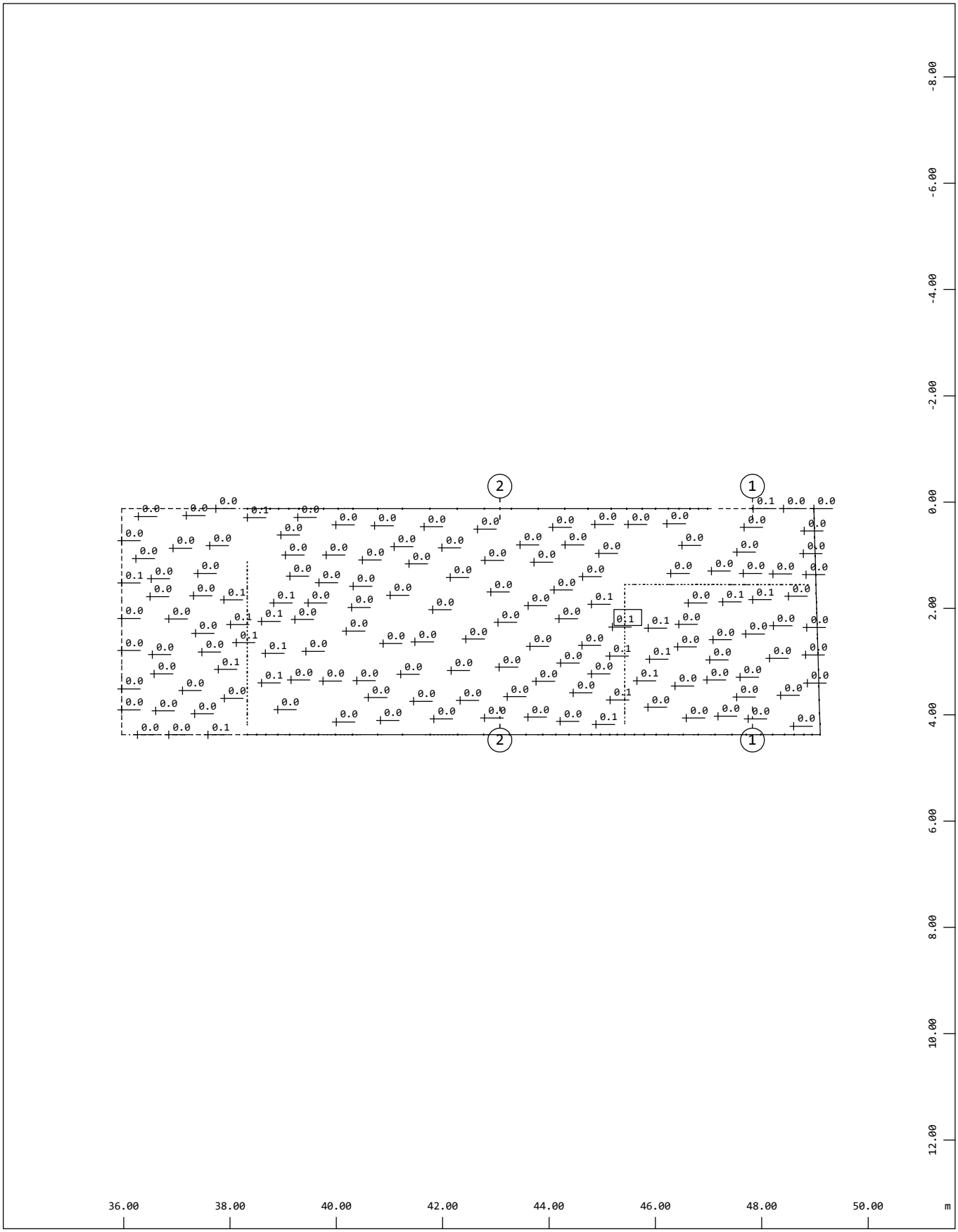
$v_{Rd.c} := \frac{V_{Rd.c}}{b_w \cdot d}$ $v_{Rd.c} = 0.48\ MN/m^2$

Übersicht über die Programmausgabe:

Als Ergebnisse der Berechnung werden folgende Übersichten ausgegeben:

- max. V_{ED} / $V_{RD,max}$.....GZT
- max. V_{ED} (Werte über $V_{RD,ct}$).....GZT

Technikgebäude
Bemessung



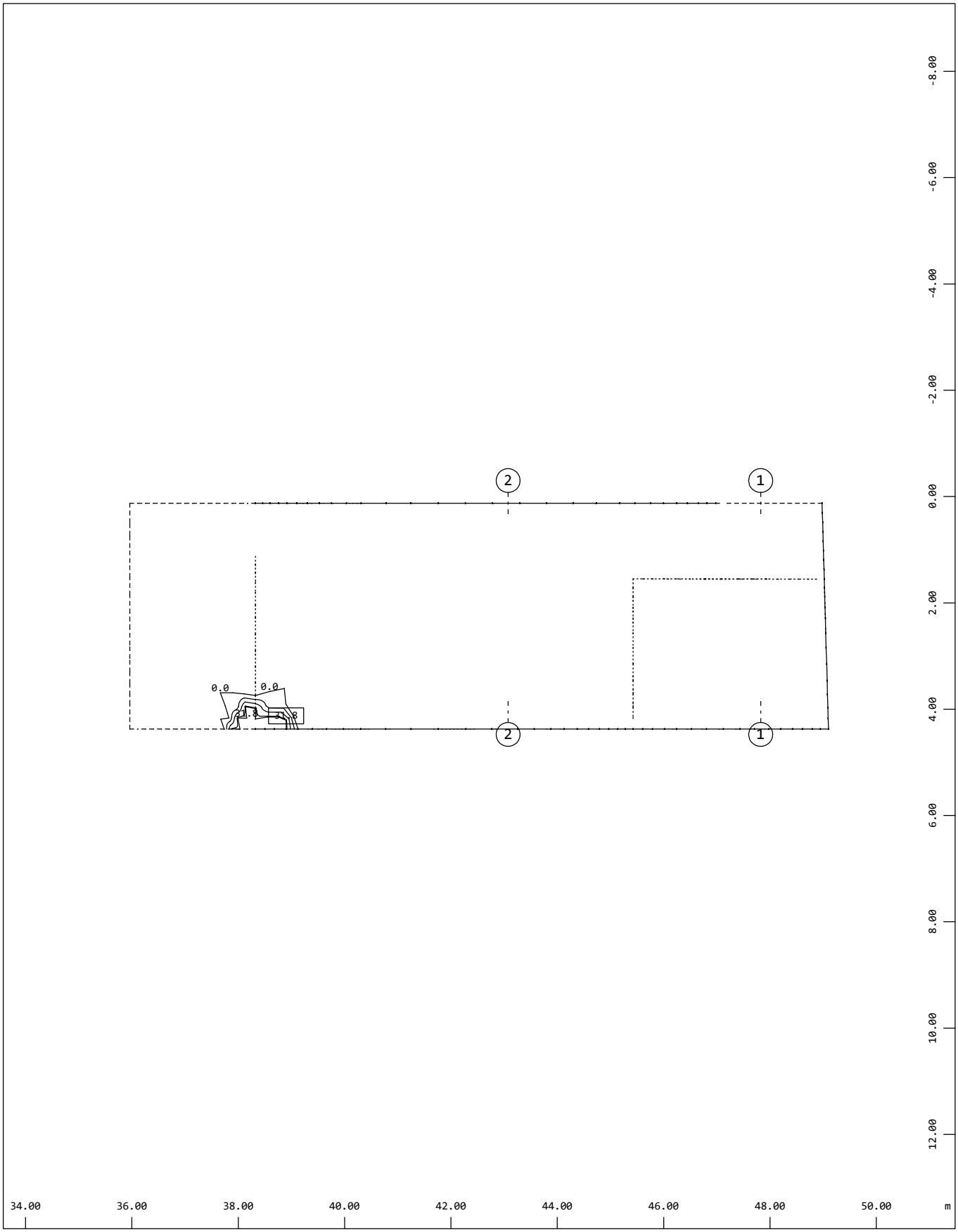
Systemausschnitt Gruppe 1 M 1 : 100

Z X
Y

max.VED / VRDmax im Knoten in -, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT (Max=0.117)

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

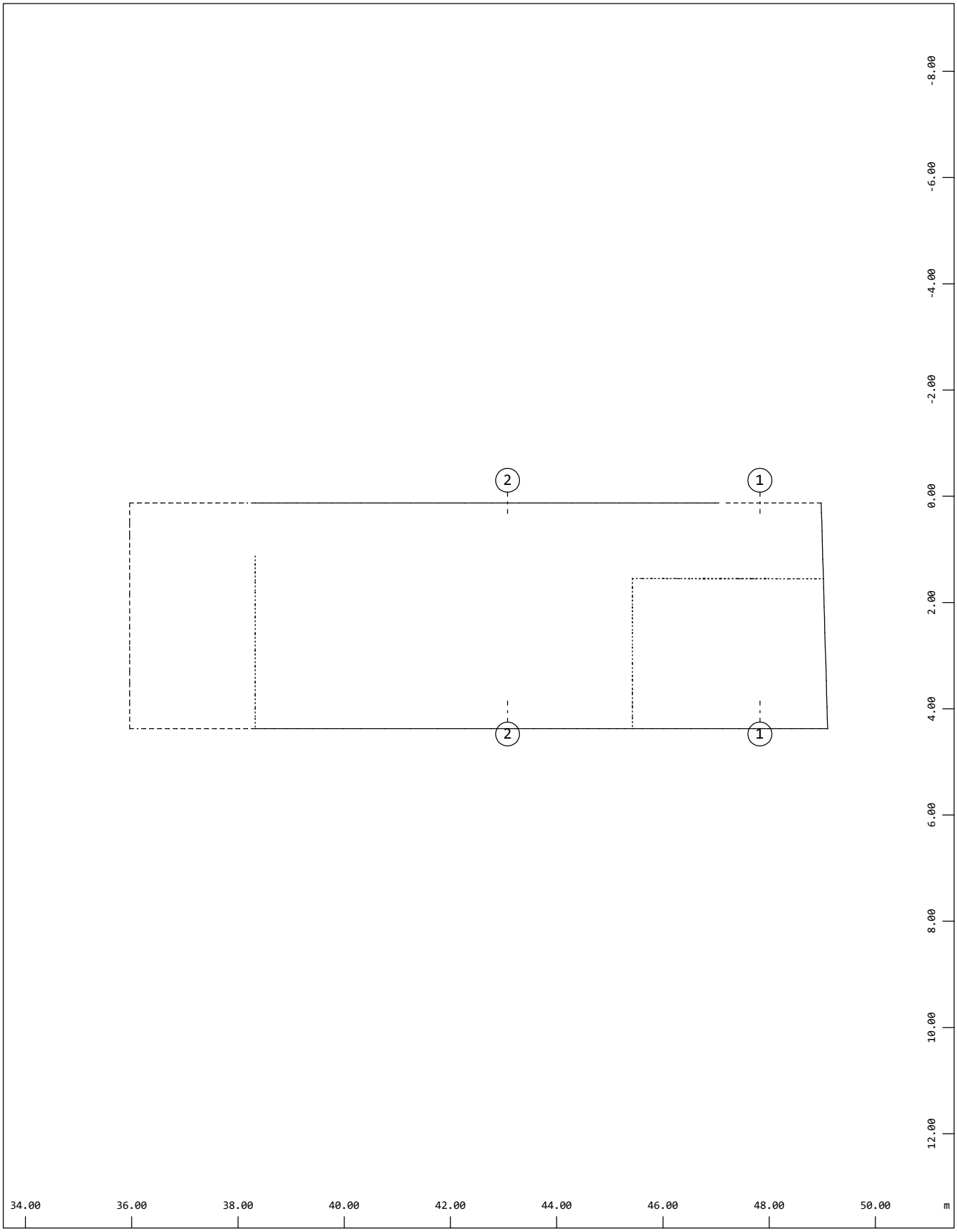
Technikgebäude
Bemessung



Systemausschnitt Gruppe 1 M 1 : 100
Maximale Bemessungsquerkraft VED aus der Elementmitte, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT ,
Differenzen zu 123.0, von 0 bis 31.8 Stufen 10.0 kN/m

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

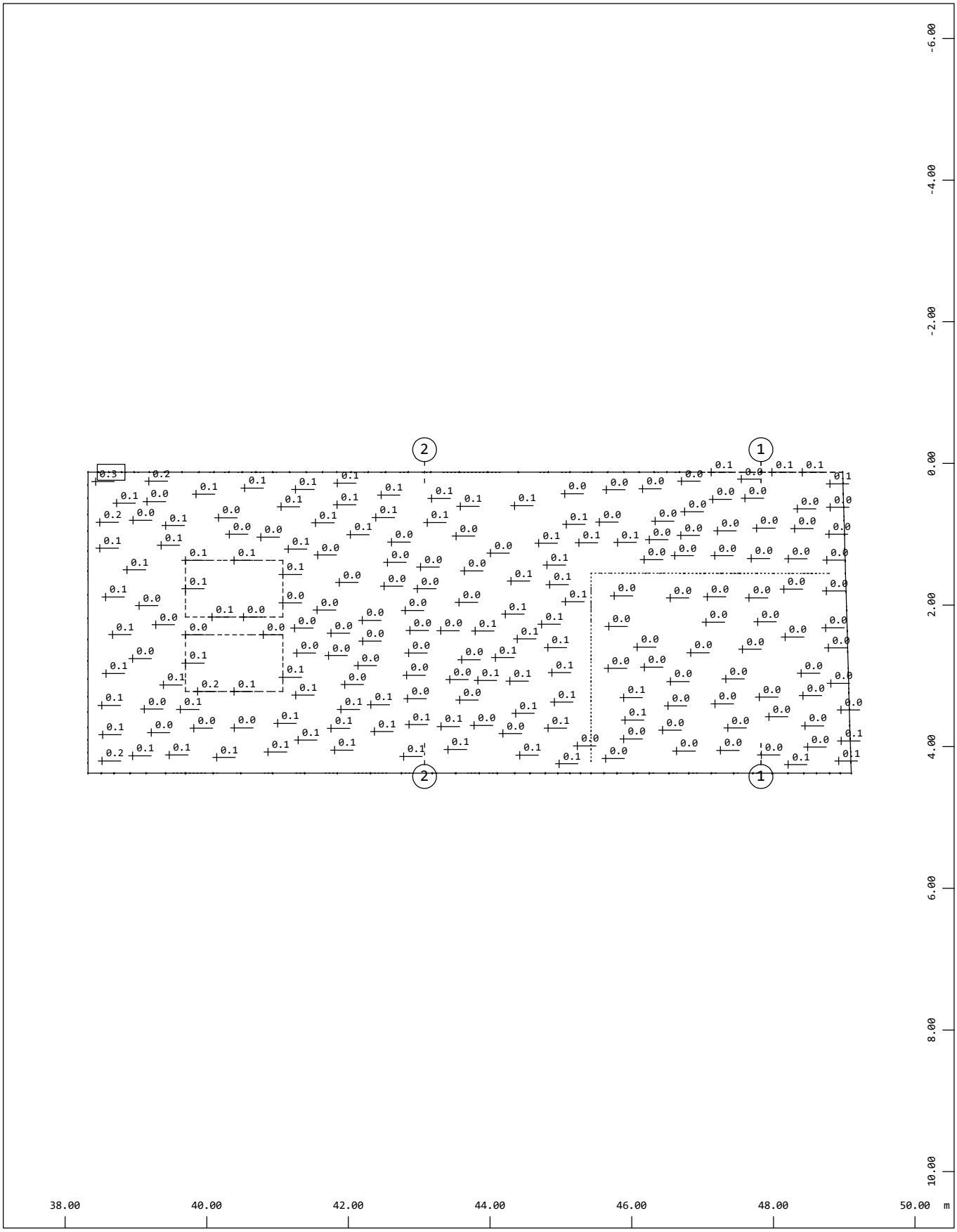
Technikgebäude
Bemessung



Systemausschnitt Gruppe 1 M 1 : 100
Flächenelemente , Bügelbewehrung in cm2/m2, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT (Max=0)

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Technikgebäude
Bemessung



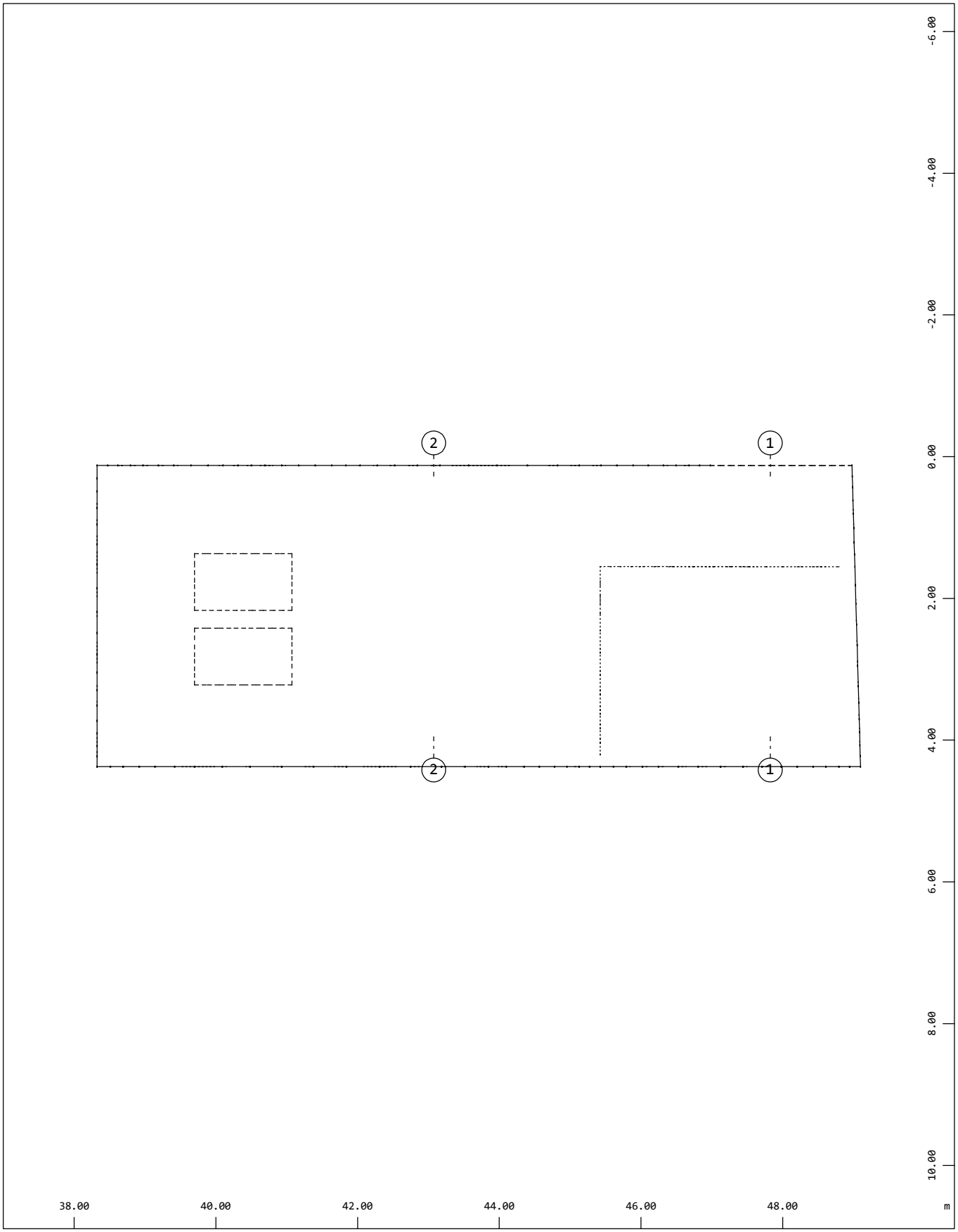
Systemausschnitt Gruppe 2 M 1 : 75

Z—X
|
Y

max.VED / VRDmax im Knoten in -, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT (Max=0.270)

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Technikgebäude
Bemessung



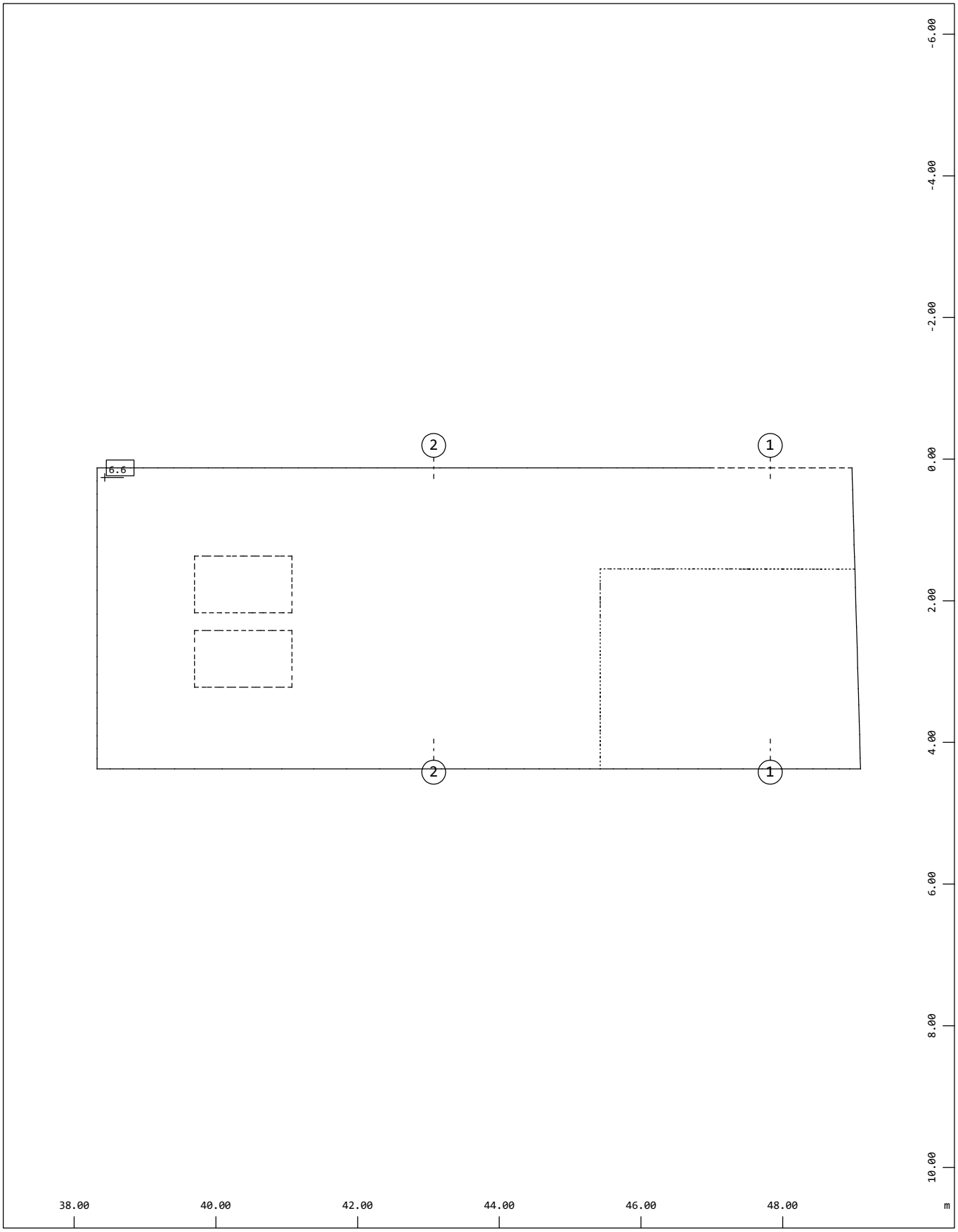
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 2 M 1 : 75

Z—X
|
Y

Maximale Bemessungsquerkraft VED aus der Elementmitte, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT ,
Differenzen zu 79.0, von 0 bis 0 Stufen 2.00 kN/m

Technikgebäude
Bemessung



Systemausschnitt Gruppe 2 M 1 : 75
Flächenelemente , Bügelbewehrung im Knoten in cm2/m2, Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis (Max=6.59)

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Bemessung auf Durchstanzen

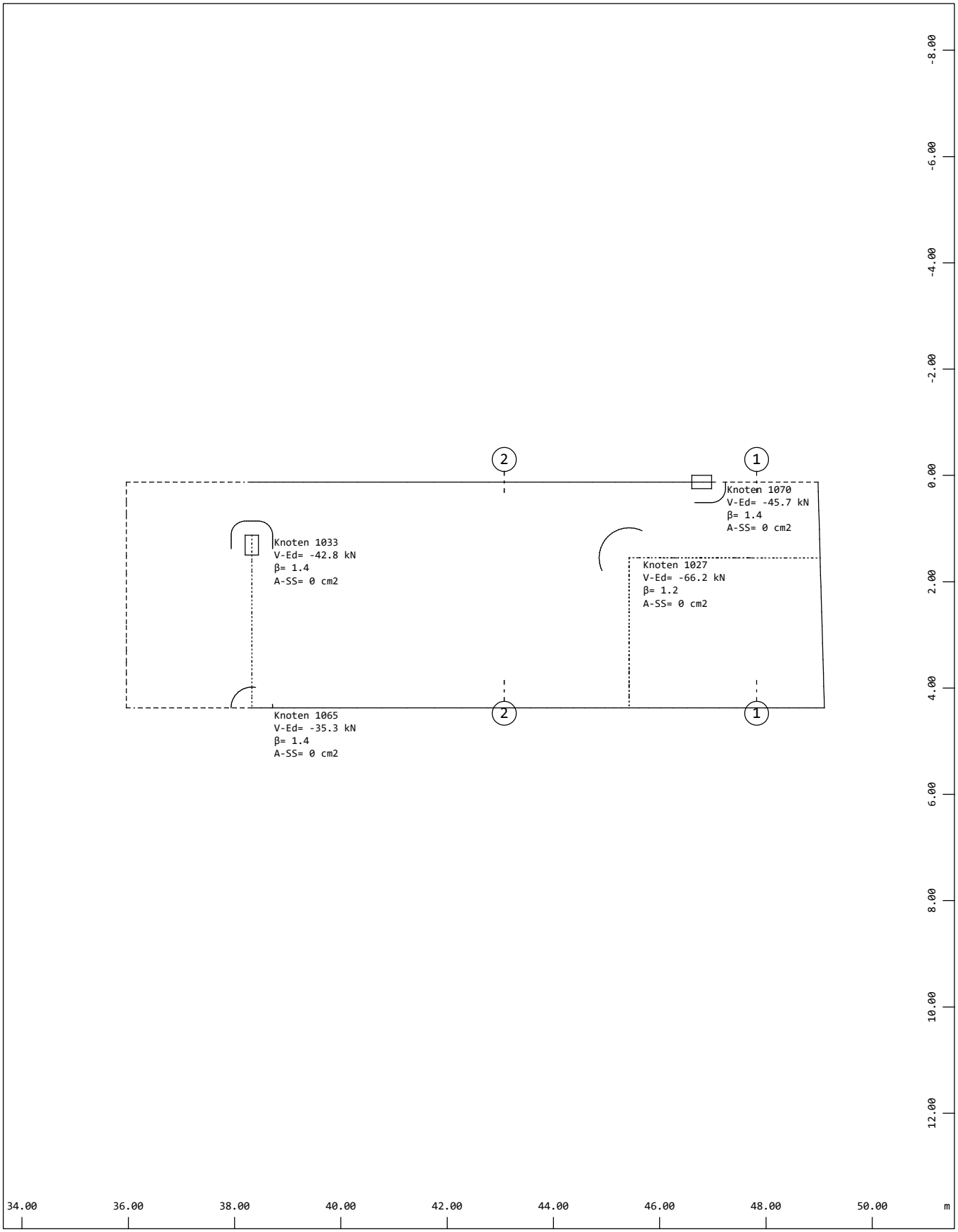
Folgende Durchstanzlasten sind für die Boden- und Dachdecke wiedergegeben.

Siehe folgende Seiten

Die Durchstanzkräfte sind sehr klein bzgl. der Plattendicke.

o.w.N

Technikgebäude
Bemessung



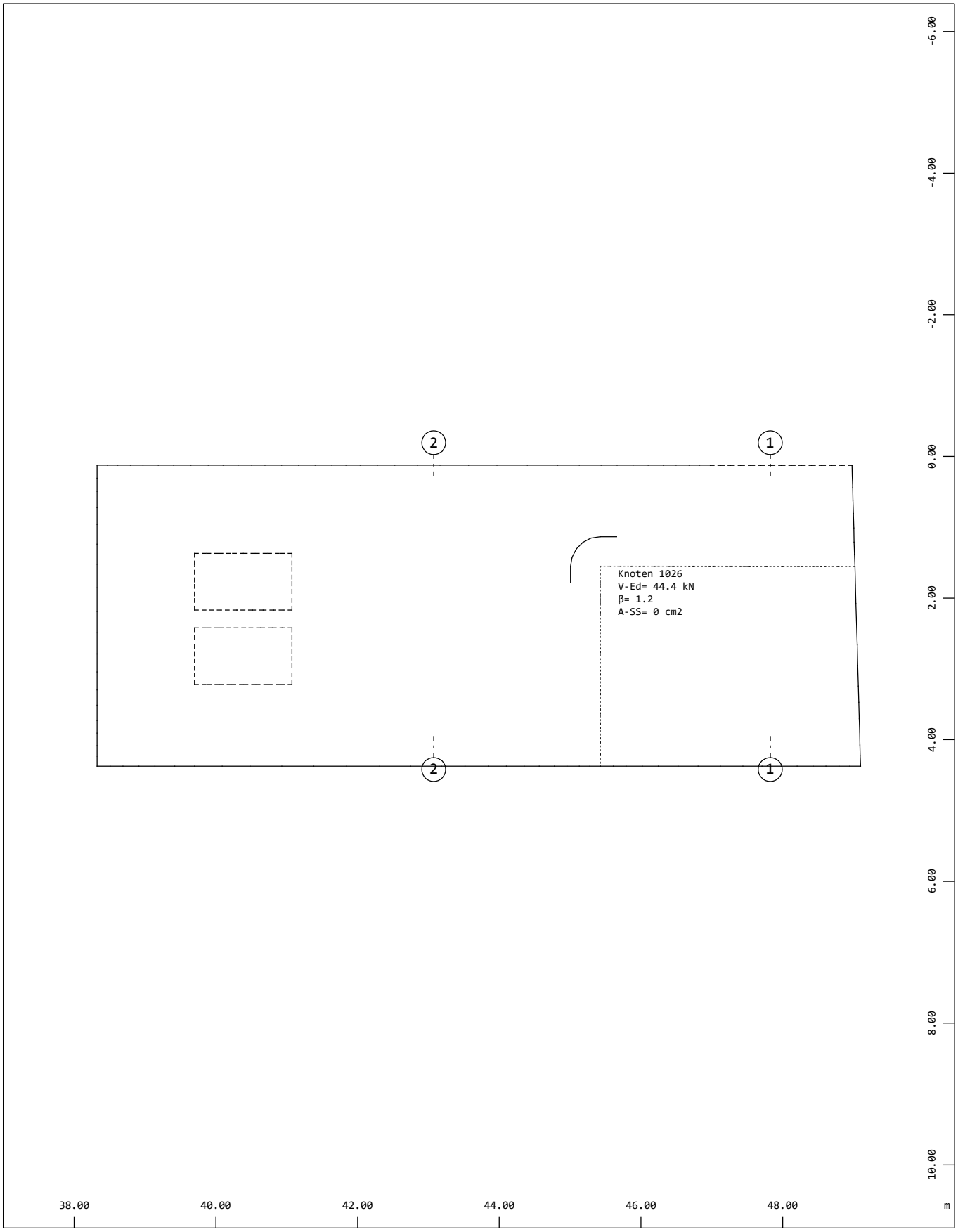
Systemausschnitt Gruppe 1 M 1 : 100

Z X Y

Durchstanzen in cm2/m2, Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis (Max=0)

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Technikgebäude
Bemessung



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 2 M 1 : 75

Z—X
|
Y

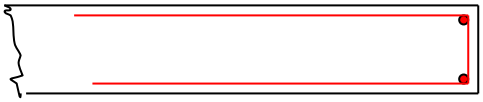
Durchstanzen in cm2/m2, Bemessungsfall 2 Nach dem Rissnachweis (Max=0)

11.1.4 Hinweise zur Ausführungsplanung

Im folgenden Kapitel wird unter Berücksichtigung der bereits erfolgten Nachweise die Platten- und Wandbewehrung gewählt.

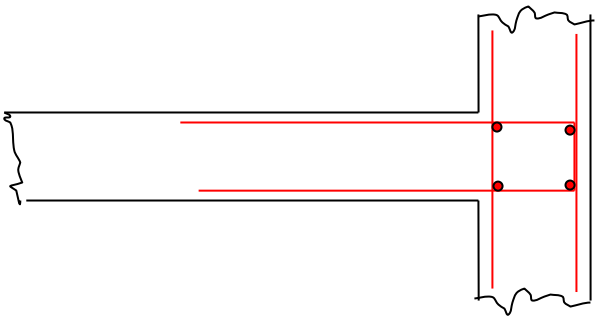
Weiterhin werden allgemeine konstruktive Hinweise vorgegeben.

Weitere Hinweise zur Bewehrungsführung:



Freier Deckenrand (Schnitt):

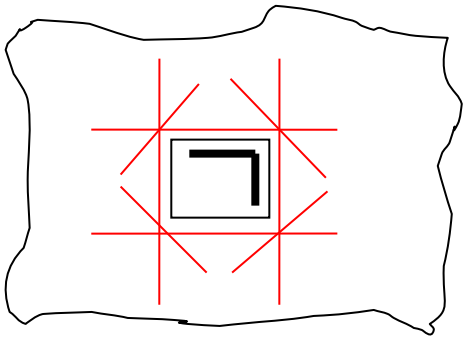
Kappen ≥ Ø 10 mm im Raster der Grundbewehrung
Längseisen am freien Rand ≥ 2 Ø 14 mm
gewählt: Kappen Ø 10 / (Grundbewehrung)
Längseisen Ø 14



Decken Wandanschluss (Schnitt):

Kappen = Ø der Grundbewehrung,
Raster wie Grundbewehrung
Längseisen im Kreuzungsbereich ≥ 4 Ø 14 mm

gewählt: Kappen Ø 10 / (Grundbewehrung)
Längseisen 4 Ø 14



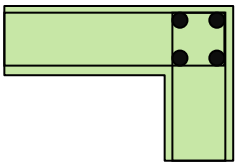
Deckenaussparungen:

Bei DD und WD mit Seitenlängen > 1 m
sind 2x4 Schrägeisen ≥ d=12 mm anzuordnen
geschnittene Eisen sind seitlich auszuwechseln

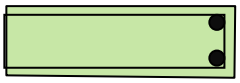
Bei DD und WD mit Seitenlängen < 0,40 m kann
auf Kappen verzichtet werden;
ab Seitenlängen ≥ 0,40 m erfolgt die Bewehrungs-
Anordnung analog freier Deckenrand.

gewählt: Schrägeisen 2 x4 Ø 12

Wenn nicht anders angegeben gelten in allen Wänden die folgenden Allgemeinen Bewehrungsregeln:



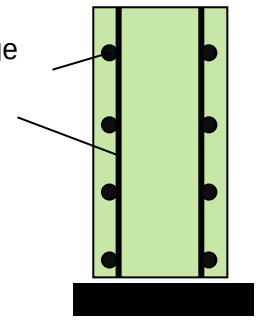
- In den Wandecken bzw. -enden der WT werden planmäßig min. 4 ∅ 14 vorgesehen.
- Steckbügel ∅ xx/xx cm entsprechend der horizontalen Grundbewehrung vorgesehen



- An den Türleibungen werden planmäßig min. 2 ∅ 14 vorgesehen
- Steckbügel ∅ xx/xx cm entsprechend der horizontalen Grundbewehrung vorgesehen

- Im Bereich von Wandöffnungen (Fenster-/Türöffnungen) sind planmäßig in den einspringenden Ecken jeweils 2 x 1∅12 Schrägeisen vorzusehen.
- Türsturz min. 3 ∅ 14

- Bewehrungsanordnung bei den Wänden:
  horizontale Bewehrung in der Äußeren Lage
  vertikale Bewehrung in der Inneren Lage



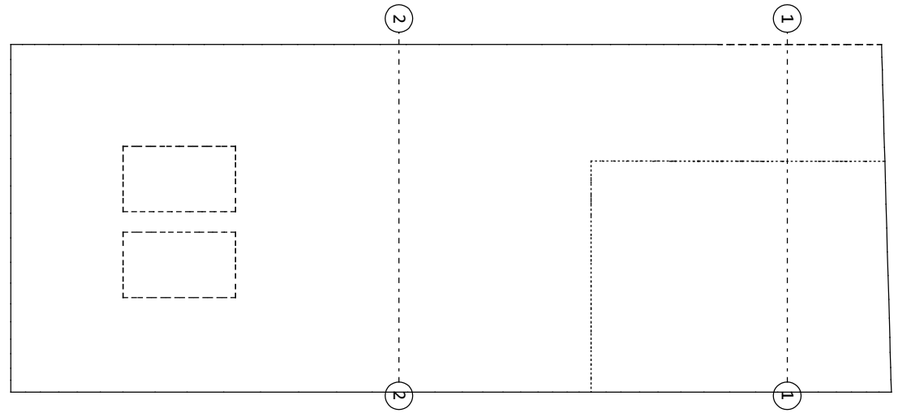
Bewehrungswahl: Decke

Materialien: Beton C25/30 / Betonstahl B 500 B Expositionsklasse: XC3; WF

Betondeckung: c_{nom} = 3,5 cm (oben) / c_{nom} = 3,5 cm (unten)

Grundbewehrung: Keine Zulagen erforderlich

- oben: Ø10/10 (1. + 2. Lage) = 7,9 cm²/m
- unten: Ø10/10 (1. + 2. Lage) = 7,9 cm²/m



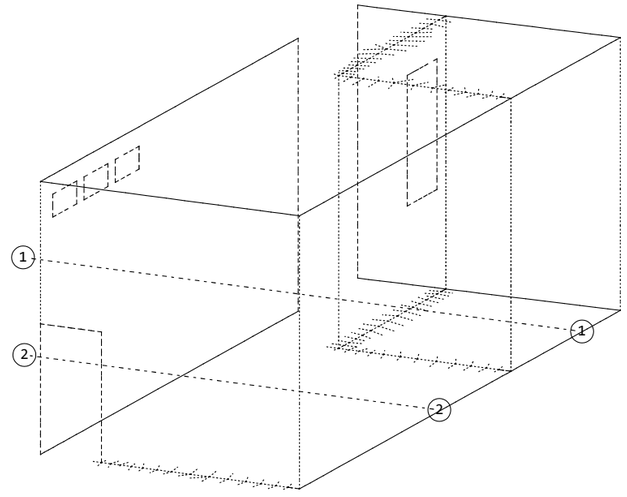
Bewehrungswahl: Wände

Materialien: Beton C25/30 / Betonstahl B 500 B Expositionsklasse: XC3, WF

Betondeckung: c_{nom} = 3,5 cm

Grundbewehrung: Keine Zulagen erforderlich

- horizontal: Ø12/10 (1. Lage) = 11,3 cm²/m
- vertikal: Ø10/15 (2. Lage) = 5,2 cm²/m



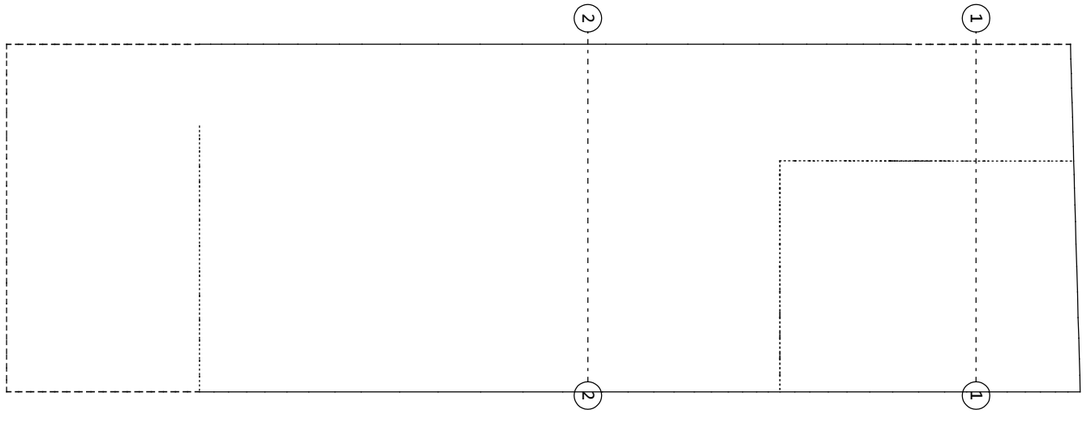
Bewehrungswahl: Bodenplatte

Materialien: Beton C25/30 / Betonstahl B 500 B Expositionsklasse: XC3, WF

Betondeckung: c_{nom} = 3,5 cm (oben) / c_{nom} = 3,5 cm (unten)

Grundbewehrung: Keine Zulagen erforderlich

- oben: Ø14/10 (1. + 2. Lage) = 15,4 cm²/m
- unten: Ø14/10 (1. + 2. Lage) = 15,4 cm²/m



Kapitel: 12 Stahlbau

Inhaltsverzeichnis

12.1 Umwehrung Dachterrasse 1

12.2 Vordach 19

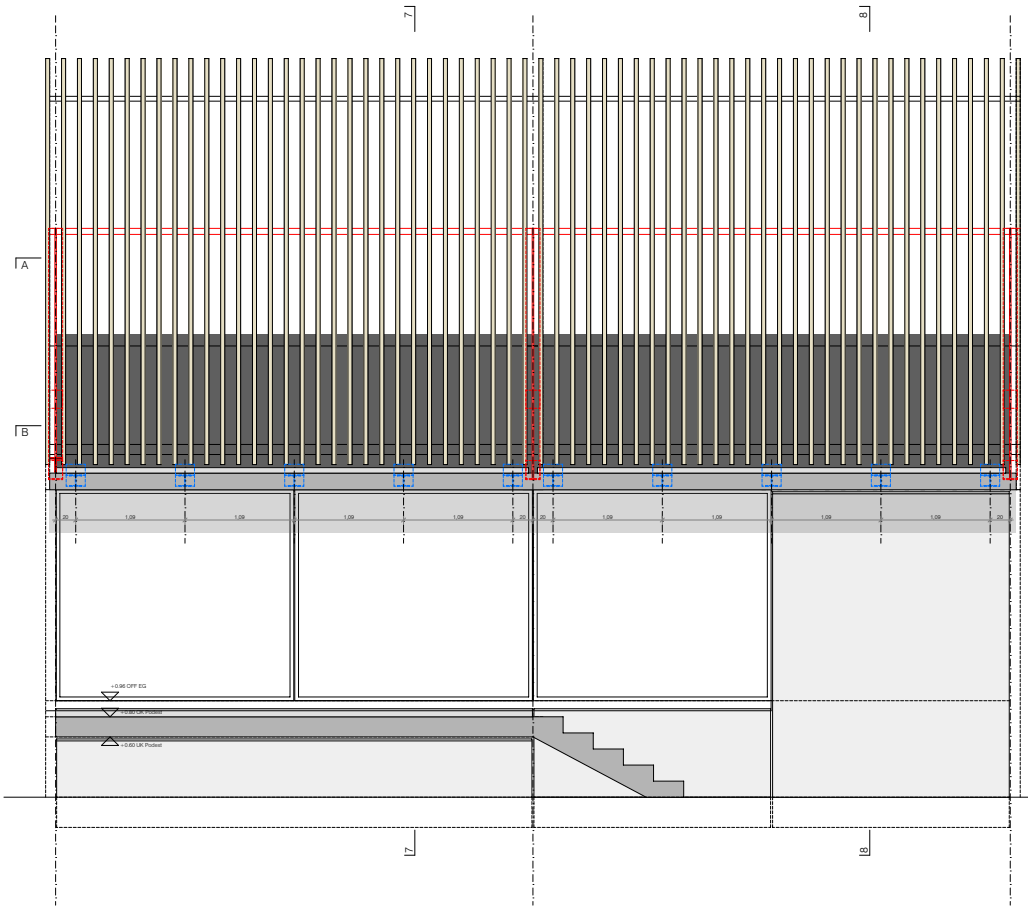
12.1 Umwehrung Dachterrasse

Eine allgemeine Erläuterung zum Tragwerk und weitergehende, hier nicht aufgeführte Angaben, zu z.B. Baustoffeigenschaften, Betonnachbehandlung, Bauablauf und weitere konstruktive Maßnahmen, sind der Pos. 1: Baubeschreibung Tragwerk zu entnehmen.

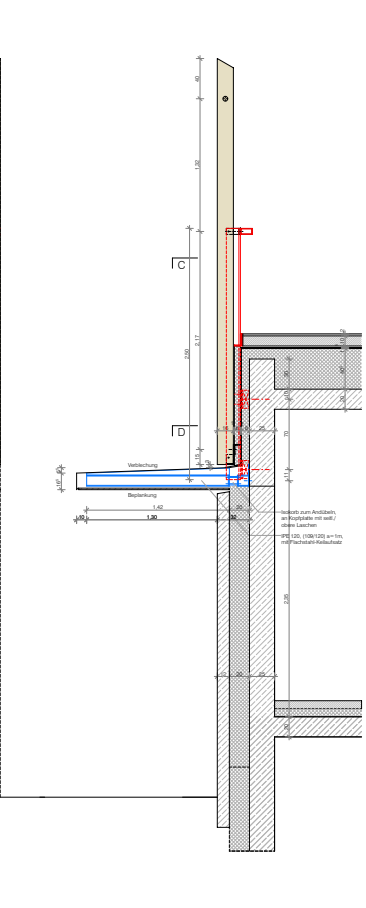
Allgemeine Angaben zum Brandschutz werden in der Pos. 10 erbracht.

Die Umwehrung der Dachterrasse wir in der Gestaltung der Fassade im Erdgeschoss als Holzkonstruktion ausgebildet. Als lastabtragende Unterkonstruktion wir eine Stahlkonstruktion gewählt.

Die Genehmigungs- und Ausführungsplanung der Umwehrung und Fassade ist keine Grundleistung in der Tragwerksplanung. Zur Klärung des Entwurfs für die Objektplanung wurden LAP mit der statischen Voruntersuchungen (Besondere Leistung nach HOAI) beauftragt, um die Konstruktionsweise festzulegen. Außerdem wird im Folgenden die vertikale Unterkonstruktion und deren Anschluss an den Rohbau nachgewiesen (Genehmigungsstatik). Die komplette Genehmigungsplanung, Ausführungsplanung und W-M-Planung ist als separate Leistung bei der ausführenden Firma auszuschreiben und von dieser zu erbringen.



Fassade Westseite
Fenster unter Vordach

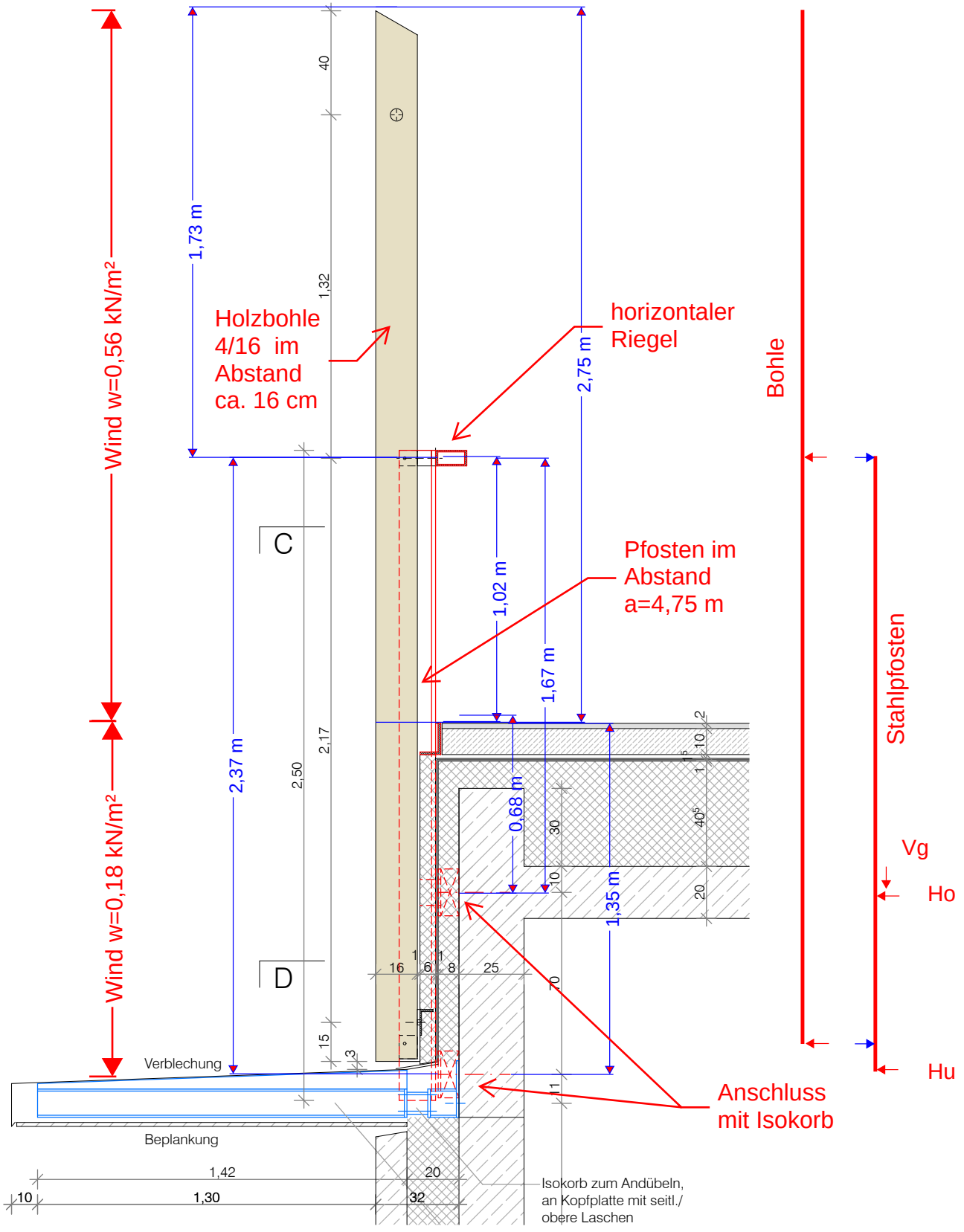


Fassade Westseite
Betonfertigteil unter Vordach

Fassadenschnitt
8

Querschnitt Umwehrung

statische System



Einwirkung siehe folgende Seiten

System der Bohle zur Ermittlung der Lasten auf den Riegel und die Stahlpfosten
Querschnitt pro Meter = 4 cm / 0,16 = 25 cm => Systemquerschnitt 25/16

Position: Wand DG 0,8 Wind

Lasten aus Wind und Schnee (x64) LWS+ 01/24D (FRILO R-2024-1/P07)

System

Basiswerte

Land Deutschland
Wind-Norm DIN EN 1991-1-4/NA:2010-12

Gemeinde 1**** Berlin
Geländehöhe hNN = 53.00 m
Windzone 2
Geländekategorie Kategorie III
(Eine Gemeindezuordnung ist in den Schnee- und Windnormen nicht rechtsverbindlich geregelt!)

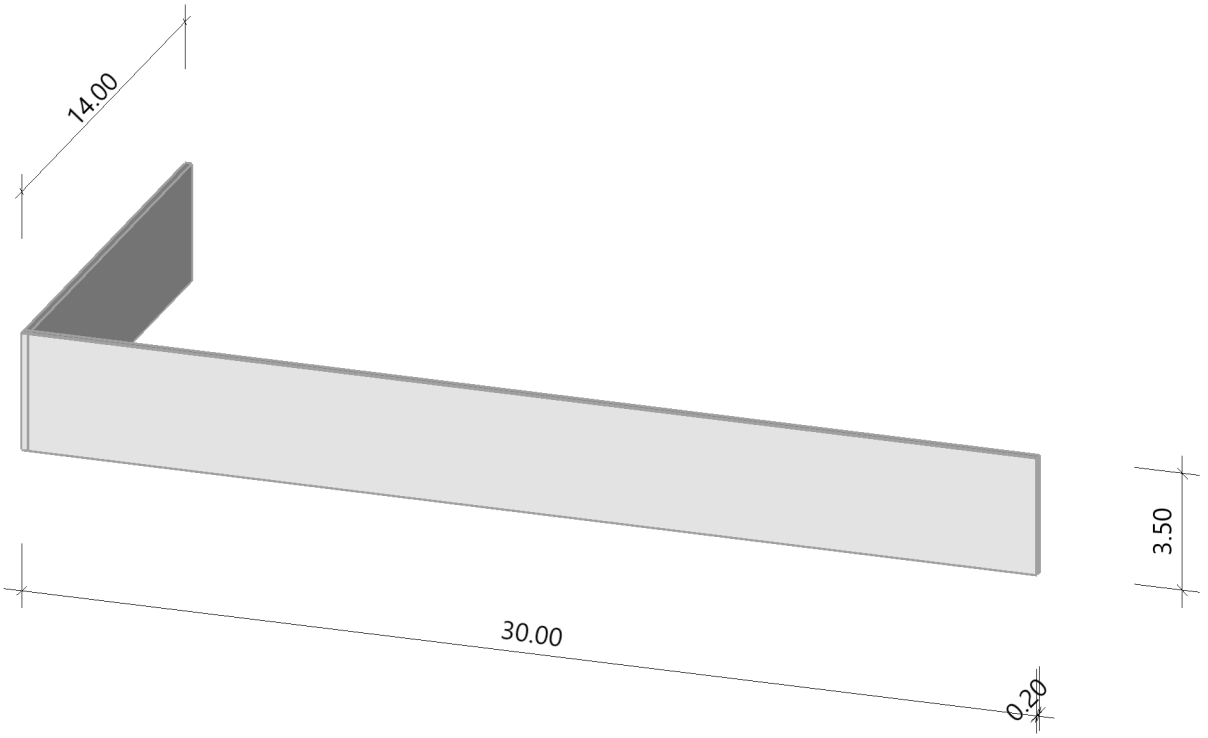
Beiwerte

C_{esl} = 2.300 Faktor für Schneetrauflast k = 0.40

Geometrie Freistehende Wand

Wandhöhe	h	=	3.50 m
Wandbreite	b	=	0.20 m
Wandlänge	l	=	30.00 m
Schenkellänge	l_1	=	14.00 m
Völligkeitsgrad	ϕ	=	0.80
Abschattungsfaktor	ψ_s	=	1.00

Grafik



Lasten

Basiswindgeschwindigkeit	vb0	=	25.0	m/s
Basisgeschwindigkeitsdruck	qb0	=	0.39	kN/m²
Referenzhöhe	z_e	=	3.50	m
Geschwindigkeitsstaudruck	qp,0(h)	=	0.59	kN/m²

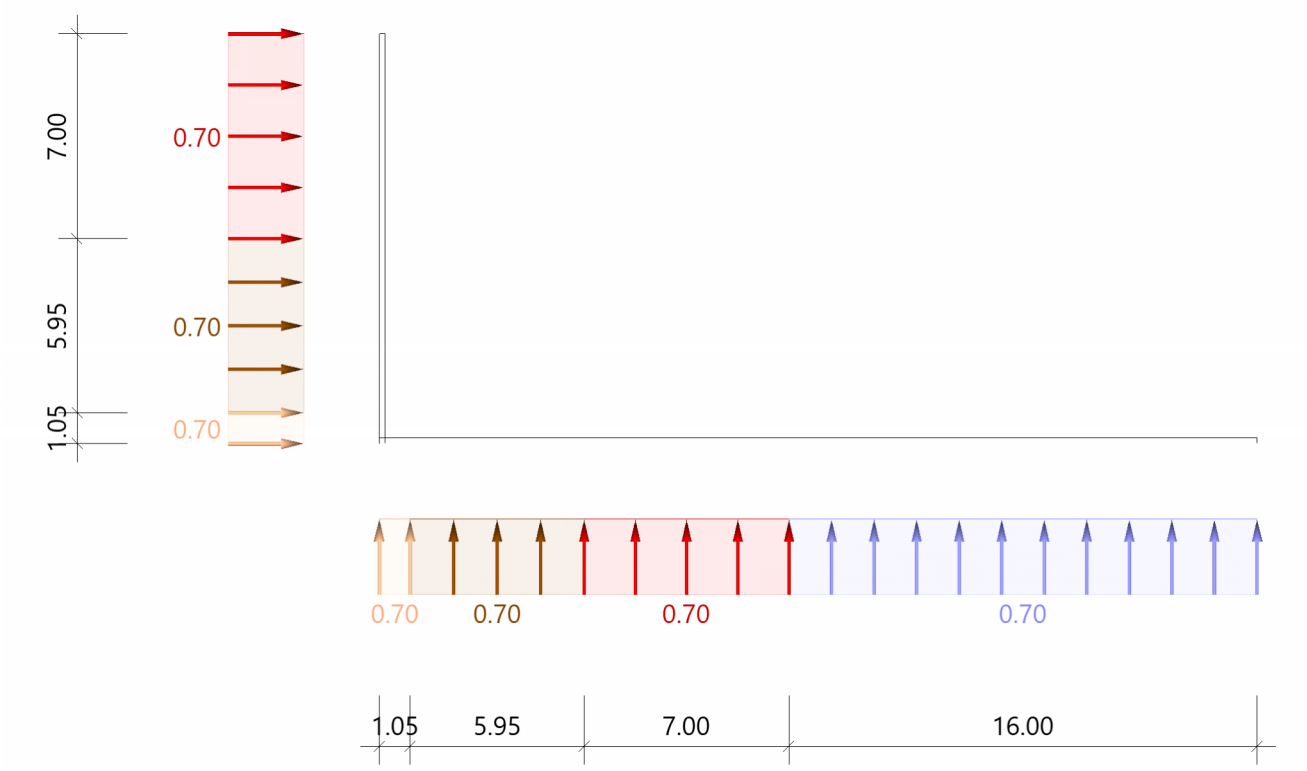
Ergebnisse

Wind

Hinweis

Die Windlasten werden immer auf Basis des Winddruckbeiwert-Verfahrens ermittelt.
Diese Windlasten sind für die Bauteilbemessung relevant!

Grafik, Freistehende Wand

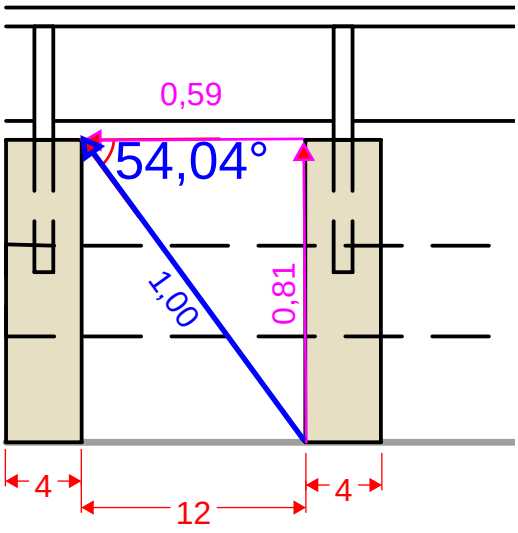


Tabelle, Freistehende Wand

Wand l/h = 8.57 l_A = 1.05 m l_B = 5.95 m l_C = 7.00 m l_D = 16.00 m
Schenkel l/h = 4.00 l_A = 1.05 m l_B = 5.95 m l_C = 7.00 m

Bauteil	Bereich	c_{p+}	c_{p-}	w_+ [kN/m²]	w_- [kN/m²]
Wand	A	1.20	-1.20	0.70	-0.70
	B	1.20	-1.20	0.70	-0.70
	C	1.20	-1.20	0.70	-0.70
	D	1.20	-1.20	0.70	-0.70
Schenkel	A	1.20	-1.20	0.70	-0.70
	B	1.20	-1.20	0.70	-0.70
	C	1.20	-1.20	0.70	-0.70

Alle Werte sind charakteristische Werte.



1. Wind auf die Bohle:

w= 0,70 x 0,04 / 0,16 = 0,175 kN/m²

2. Plakatwand mit Völligkeitsfaktor 0,8

w= 0,70 kN/m²

3. Wind Schräg < 54° => geschlossene Fläche:
(Plakatwand mit Völligkeitsfaktor 0,8)

w= 0,7 x 0,81 = 0,56 kN/m²

4. Wind auf die Bohle an der Wand

w= 0,70 x 0,04 / 0,16 = 0,18 kN/m²

Für die Ermittlung der Windlast auf die gegliederte Wand wird vorausgesetzt, dass die Zwischenräume zwischen den Bohlen offen bleiben, also nicht durch Plakate oder ähnliches verschlossen werden.
Öffnungen > 20 % der Gesamtfläche => Völligkeitsgrad = 0,80
Maßgeben wird die Windrichtung mit 54°, ab der die Ansicht geschossen erscheint.
Die senkrechte Komponente (81 %) wird auf die Wandfläche angesetzt.

Vertikallast aus Eigengewicht:

I 160 =0,168 x 2,37 =	0,4
Holz 4/16 a=16	5,0
Riegel 2 x 16,4	2,0
Sonstiges / Rundung	0,6

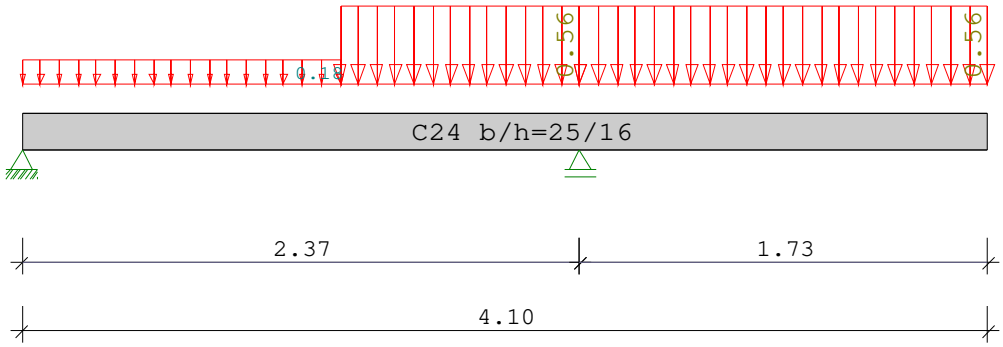
Vk= 8,00 kN

Vd = 8,00 x 1,35 = 10,8 kN

Position: Bohle_w018-056

Durchlaufträger DLT10 02/2022/D (FRILO R-2024-2/P07)

Maßstab 1 : 33



Holzträger C24

System	Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	2.37	konstant	25.0	16.0	8533.3
Kragarm rechts	1.73	konstant	25.0	16.0	8533.3

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L, 2=Einzellast bei a, 3=Einzelmoment bei a, 4=Trapezlast von a - a+b, 5=Dreieckslast über L, 6=Trapezlast über L

Feld	Typ	EG	Gr	g_l/r	q_l/r	Faktor	Abstand	Länge	ausPOS	Phi
1	4	A		0.00 0.00	0.18 0.18	1.00	0.00	1.35		
	4	A		0.00 0.00	0.56 0.56	1.00	1.35	1.02		
Kragarm Krre	1	A		0.00	0.56	1.00				

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
A	1	Wohnräume	0.70	0.50	0.30	1.50	mittel

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{Fi} = 1.0 Tab. B3
In den folgenden Tabellen steht am Ende der Zeilen ein Verweis auf die Nummer der zug. Überlagerung (siehe unten).
In Tabellen mit Gammafachen Schnittgrößen steht zusätzlich ein Verweis auf die Leiteinwirkung.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld				Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1	x0	=	1.44	0.24	0.00	0.00	0.30	-0.52	2

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	0.30	0.30	-0.35	2
2	-0.84	-0.84	-0.87	0.97	1.84	0.00	3

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	0.00	0.30	-0.35	-0.06	0.30	-0.35
2	0.00	1.84	0.00	1.84	1.84	0.00
Summe:	0.00	2.14	-0.35	1.78	2.14	-0.35

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 1 max	Stütze 1 min	Stütze 2 max	Stütze 2 min
g	0.0	0.0	0.0	0.0
A	0.3	-0.4	1.8	0.0
Sum	0.3	-0.4	1.8	0.0

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma G * K_{Fi} = 1.35$ feldweise konstant

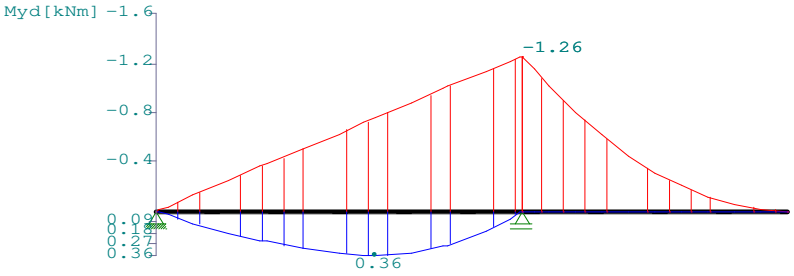
Feldmomente Maximum (kNm , kN)

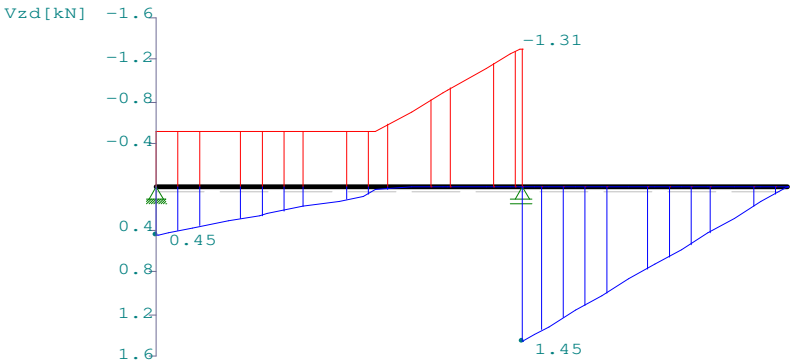
Feld				Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1	x0	=	1.44	0.36	0.00	0.00	0.45	-0.78	A 2

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	0.45	0.45	-0.53	A 2
2	-1.26	-1.26	-1.31	1.45	2.76	0.00	A 3

Maßstab 1 : 50





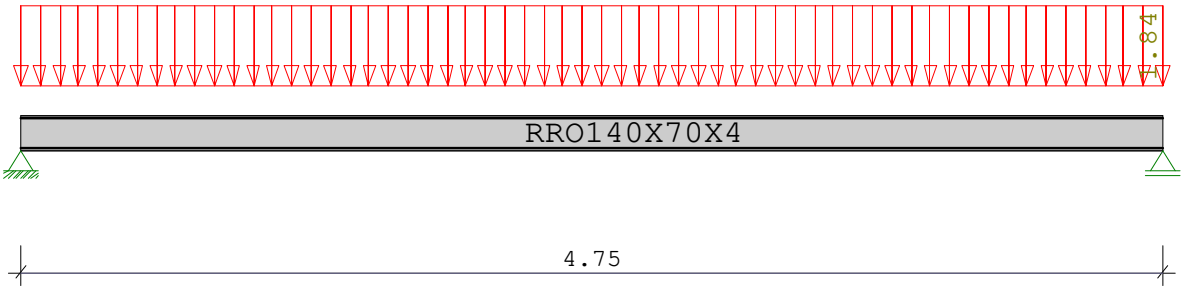
Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 1 kdef = 0.60 γM = 1.30 γM(A) = 1.00

Position: Zaun_HorzPr_RR_B184

Durchlaufträger DLT10 02/2022/D (FRILO R-2024-2/P07)

Maßstab 1 : 33



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul E =210000 N/mm2

System	Länge		Querschnittswerte			
Feld	L (m)		QNr.	I (cm4)	Wo (cm3)	Wu (cm3)
1	4.750	konstant	1	401.0	57.2	RRO140X70X4

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L 2=Einzellast bei a 3=Einzelmoment bei a 4=Trapezlast von a - a+b 5=Dreieckslast über L 6=Trapezlast über L

Feld	Typ	EG	Gr	g_l/r	q_l/r	Faktor	Abstand	Länge	ausPOS	Phi
1	1	A		0.000	1.840	1.000				

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
A	1	Wohnräume	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{Fi} = 1.0 Tab. B3
In den folgenden Tabellen steht am Ende der Zeilen ein Verweis auf die Nummer der zug. Überlagerung (siehe unten).
In Tabellen mit Gammafachen Schnittgrößen steht zusätzlich ein Verweis auf die Leiteinwirkung.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld				Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1	x0	=	2.375	5.19	0.00	0.00	4.37	-4.37	2

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	4.37	4.37	0.00	2
2	0.00	0.00	-4.37	0.00	4.37	0.00	2

Auflagerkräfte						(kN)
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	0.00	4.37	0.00	4.37	4.37	0.00
2	0.00	4.37	0.00	4.37	4.37	0.00
Summe:	0.00	8.74	0.00	8.74	8.74	0.00

Auflagerkräfte					(kN)
	Stütze 1		Stütze 2		
EG	max	min	max	min	
g	0.0	0.0	0.0	0.0	
A	4.4	0.0	4.4	0.0	
Sum	4.4	0.0	4.4	0.0	

Durchbiegungen	maximale			minimale		
Feld Nr.	x (m)	f (cm)	Komb	x (m)	f (cm)	komb
1	2.375	1.45	2	0.000	0.00	0

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma G * K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum						(kNm , kN)
Feld	Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1 x0 = 2.375	7.78	0.00	0.00	6.56	-6.56	A 2

Stützmomente Maximum							(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	6.55	6.56	0.00	A 2
2	0.00	0.00	-6.55	0.00	6.56	0.00	A 2

Querschnitte S235	fyk = 235 N/mm2				
Art	Name	Npl	Mplyd	Vplzd	Mplzd	Vplyd
8	RRO140X70X	374	17	144	10	72

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 6.2.1 (6.1)								γM0 = 1.00
Feld Nr.	x (m)	QNr.	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σ_v (N/mm2)	τ	QKL	η	komb
1	0.000	1	0.0	6.6	13	7	1	0.05	A 2
	2.375	1	7.8	0.0	136	0	1	0.58	A 2
	4.750	1	0.0	-6.6	13	7	1	0.05	A 2

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 6.2.1 (6.2)							γM0 = 1.00
Feld Nr.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η	komb
1	0.000	0.0	6.6	1	0.00	16.7	0.05	A 2
	2.375	7.8	0.0	1	0.00	16.7	0.47	A 2
	4.750	0.0	-6.6	1	0.00	16.7	0.05	A 2

Nachweis Biegedrillknicken ist für dieses Profil nicht erforderlich.

Zulässige Durchbiegungen : im Feld zul f = L / 300
charakteristische Kombination

Feld Nr.	x (m)	fg (cm)	ftot (cm)	f (cm)	zulf (cm)	η	komb
1	2.375	0.00	1.45	1.448	1.583	0.91	2

In der folgenden Tabelle sind die Lasten mit der internen Numerierung angegeben. Die anschließende Tabelle der gerechneten Kombinationen referenziert auf diese Nummern.

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L 2=Einzellast bei a 3=Einzelmoment bei a 4=Trapezlast von a - a+b 5=Dreieckslast über L 6=Trapezlast über L

Nr.	Feld	Typ	Grp	g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge
1	1	1	A 1	0.00	1.84			1.00		

Gerechnete Kombinationen aus 1 Lasten

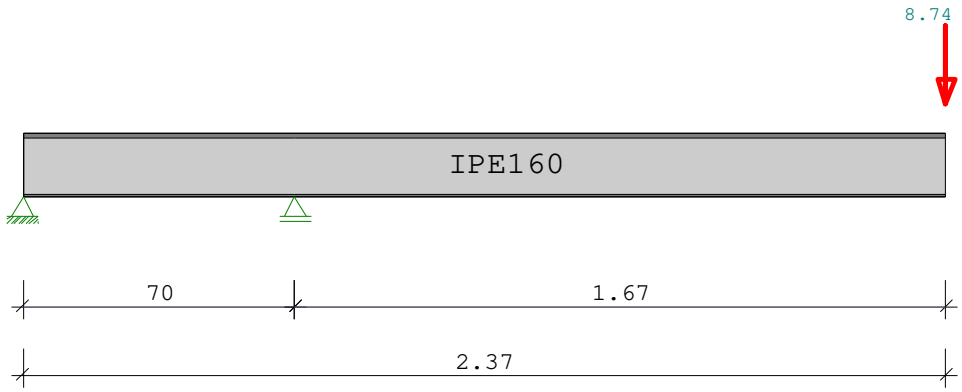
Last	K1	K2
	g	g
1	.	x

Die vorstehenden Kombinationen werden wie folgt bearbeitet:
Beim Nachweis der Tragsicherheit werden die ständigen Lasten
alle gleichzeitig alternierend mit GammaG = 1,00 / 1,35 beaufschlagt.
Wenn in einer Kombination p-Lasten aus unterschiedlichen Einwirkungen
vorhanden sind, dann wird jeweils untersucht, welche Einwirkung die
Leiteinwirkung ist.
Die Auswirkung der Lasteinwirkungsdauer wird ebenfalls geprüft.

Position: Stahl_w018-056_a475_IPE160

Durchlaufträger DLT10 02/2022/D (FRILO R-2024-1/P10)

Maßstab 1 : 20



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul E =210000 N/mm2

System	Länge		Querschnittswerte				
Feld	L (m)		QNr.	I (cm4)	Wo (cm3)	Wu (cm3)	
1	0.700	konstant	1	869.0	109.0	109.0	IPE160
Kragarm rechts	1.670	konstant	1	869.0	109.0	109.0	IPE160

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L, 2=Einzellast bei a, 3=Einzelmoment bei a, 4=Trapezlast von a - a+b, 5=Dreieckslast über L, 6=Trapezlast über L

Feld	Typ	EG	Gr	g_l/r	q_l/r	Faktor	Abstand	Länge	ausPOS	Phi
Kragarm Krre	2	A		0.000	1.840	4.750	1.670			

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
A	1	Wohnräume	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{Fi} = 1.0 Tab. B3
In den folgenden Tabellen steht am Ende der Zeilen ein Verweis auf die Nummer der zug. Überlagerung (siehe unten).
In Tabellen mit Gammafachen Schnittgrößen steht zusätzlich ein Verweis auf die Leiteinwirkung.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld				Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1	x0	=	0.700	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-20.85	2
2	-14.60	-14.60	-20.85	8.74	29.59	0.00	2

Nachweis Stütze EG mit H=21 kN

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	0.00	0.00	-20.85	-20.85	n.0.00	-20.85
2	0.00	29.59	0.00	29.59	29.59	0.00
Summe:	0.00	29.59	-20.85	8.74	29.59	-20.85

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 1 max	Stütze 1 min	Stütze 2 max	Stütze 2 min
g	0.0	0.0	0.0	0.0
A	0.0	-20.9	29.6	0.0
Sum	0.0	-20.9	29.6	0.0

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma G * K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

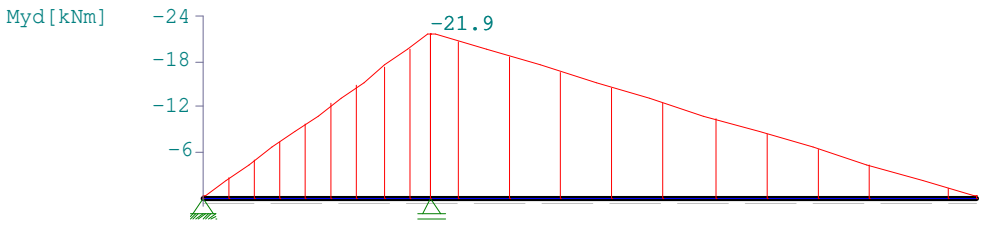
Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1	x0 =	0.700	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1

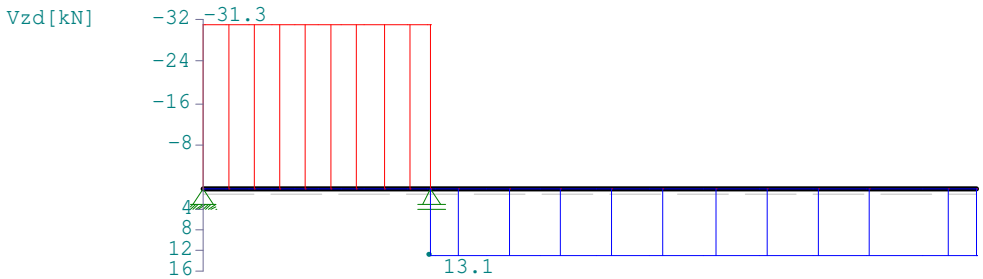
Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-31.28	A 2
2	-21.89	-21.89	-31.28	13.11	44.39	0.00	A 2

Nachweis Isokorb mit H=45 kN

Maßstab 1 : 25





Querschnitte S235 fyk = 235 N/mm2

Art	Name	Npl	Mplyd	Vplzd	Mplzd	Vplyd
2	IPE160	472	29	131	6	165

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 6.2.1 (6.1) γM0 = 1.00

Feld Nr.	x (m)	QNr.	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σv (N/mm2)	τ	QKL	η	komb
1	0.000	1	0.0	-31.3	77	45	1	0.33	A 2
	0.700	1	-21.9	-31.3	203	11	1	0.86	A 2
Krre	0.000	1	-21.9	13.1	202	5	1	0.86	A 2
	1.669	1	0.0	13.1	32	19	1	0.14	A 2
	1.670	1	0.0	13.1	32	19	1	0.14	A 2

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 6.2.1 (6.2) γM0 = 1.00

Feld Nr.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η	komb
1	0.000	0.0	-31.3	1	0.00	29.2	0.24	A 2
	0.700	-21.9	-31.3	1	0.00	29.2	0.75	A 2
Krre	0.000	-21.9	13.1	1	0.00	29.2	0.75	A 2
	1.669	0.0	13.1	1	0.00	29.2	0.10	A 2
	1.670	0.0	13.1	1	0.00	29.2	0.10	A 2

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.
Nachweis Biegedrillknicken ist nicht erforderlich.

Zulässige Durchbiegungen : im Feld zul f = L / 300
charakteristische KombinationKragarm L / 150

Feld Nr.	x (m)	fg (cm)	ftot (cm)	f (cm)	zulf (cm)	η	komb
1	0.420	0.00	-0.03	-0.025	0.233	0.11	2
Krre	1.669	0.00	1.06	1.055	1.113	0.95	2

In der folgenden Tabelle sind die Lasten mit der internen Numerierung angegeben. Die anschließende Tabelle der gerechneten Kombinationen referenziert auf diese Nummern.

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L; 2=Einzellast bei a; 3=Einzelmoment bei a; 4=Trapezlast von a - a+b; 5=Dreieckslast über L; 6=Trapezlast über L

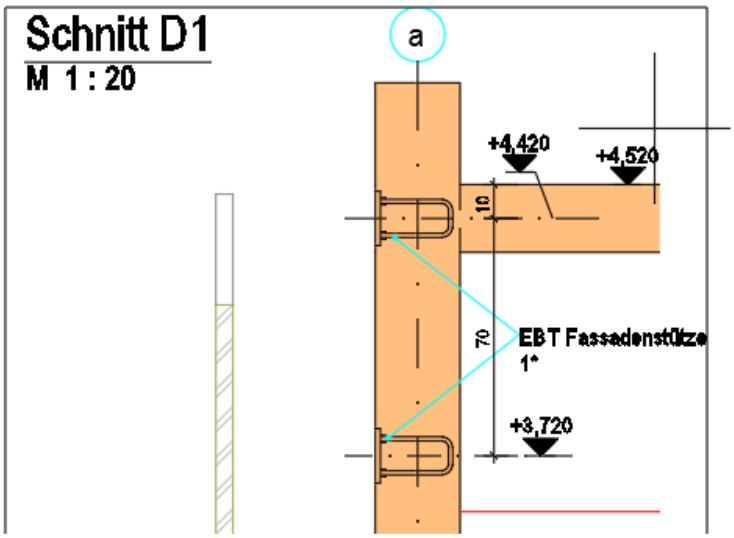
Nr.	Feld	Typ	Grp	g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge
Kragarm										
1	Krre	2	A 1	0.00	1.84			4.75	1.67	

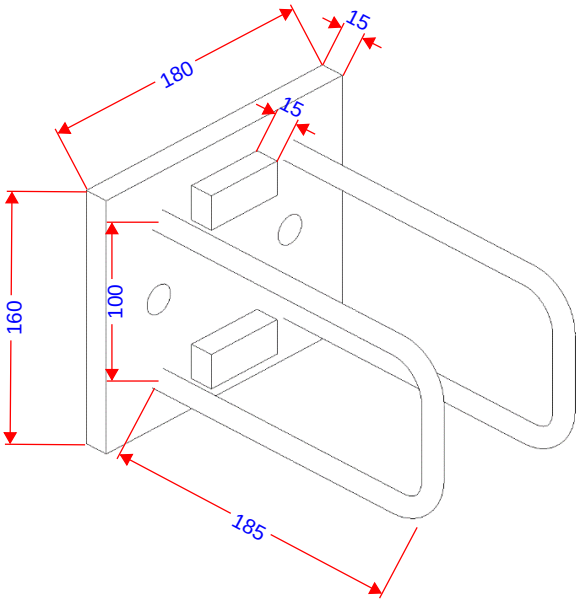
Gerechnete Kombinationen aus 1 Lasten

Last	K1	K2
	g	g
1	.	x

Die vorstehenden Kombinationen werden wie folgt bearbeitet:
Beim Nachweis der Tragsicherheit werden die ständigen Lasten
alle gleichzeitig alternierend mit GammaG = 1,00 / 1,35 beaufschlagt.
Wenn in einer Kombination p-Lasten aus unterschiedlichen Einwirkungen
vorhanden sind, dann wird jeweils untersucht, welche Einwirkung die
Leiteinwirkung ist.
Die Auswirkung der Lasteinwirkungsdauer wird ebenfalls geprüft.

Einbauteil mit ISOKORB für Hauptträger Dachfassade





Stahlplatte S 355, 180/160/15 mm
Knagge S355, 2 x 50/20/15 mm
Kehlnaht 6 mm, rundum

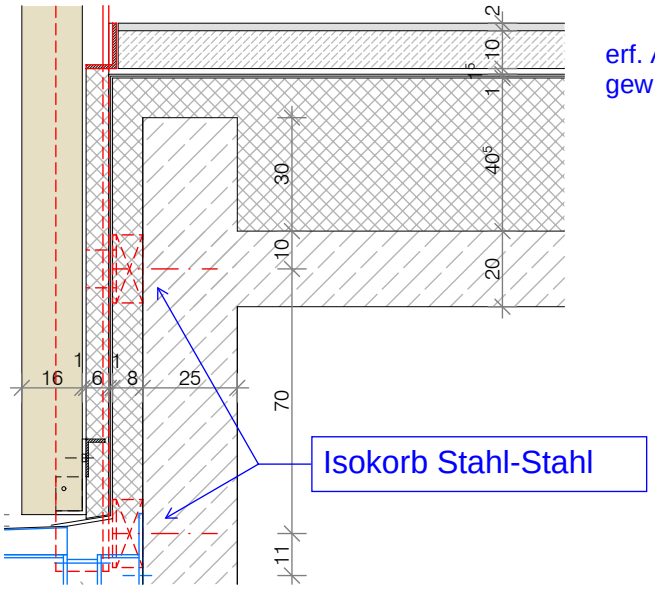
Bohrungen 2 x d= 18 mm entsprechend Isokorb

angeschweißte Eisen 4 Stück
BSt 500, d=12 mm, (2 Bügel)

Schweißen von Betonstahl nach DIN EN ISO 17660-1, Bild 9 b) Versenkter Stab

Mit Schöck ISOKORB T Typ S „Stahl-Stahl“
1 x S-N-D16
1 x S-V-D16

erf. As = 48,4 / 43,5 = 1,34 cm²
gew. 2x 2 x ds = 12 mm = 4,52 cm²



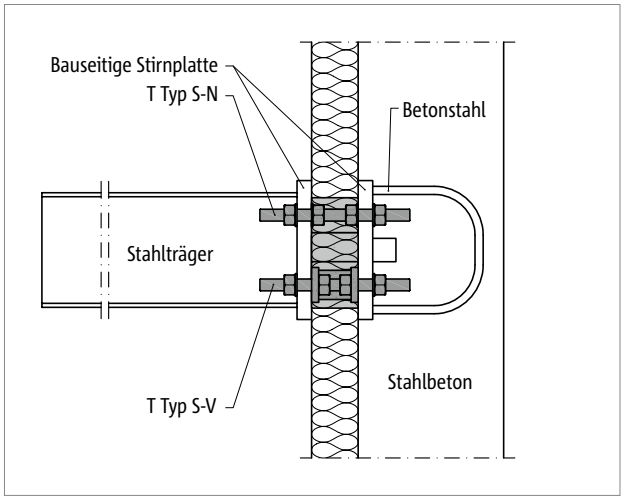


Abb. 238: Schöck Isokorb® T Typ S-N und T Typ S-V: Anschluss Stahlkonstruktion an Stahlbeton

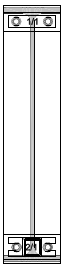
SCHÖCK

Name:
Bemerkung:
Nummer:

Seite 1 / 2
Datum: 19.08.2024
Position: Fassade

Bemessung Schöck Isokorb® Stahl-Stahl

Version: 4.4.4.29



Bemessungsgrundlagen
Deutschland (EC3, abZ/abG Z-14.4-518)

Hinweise
Der ausgewählte Anschluss ist biegesteif.

Schöck Isokorb®
Module = 1 x S-N-D16 | 1 x S-V-D16
Höhe h = 60 | 80 mm
Länge l = 180 mm
Dicke t = 80 mm
Gewindedurchmesser = M16

Stahlträger
Profilform: I-Profil
Höhe h = 800 mm
Breite b = 180 mm
Flanschdicke t_f = 19 mm
Stegdicke t_s= 12 mm

Stirnplatte
Baustahlgüte: S355
Höhe h = 810 mm
Breite b = 180 mm
Dicke t = 15 mm

Lastfall 1
Moment $M_{y,Ed}$ = -39,41 kNm
Querkraft $V_{z,Ed}$ = 24 kN
Normalkraft N_{Ed} = 17,4 kN
Querkraft $V_{y,Ed}$ = 15 kN

Nachweis mit früheren Einwirkung

Aktuelle Einwirkungen : N = 45 kN < 58,4
V = 10,8 kN < 31,0

Ergebnisse

Lastfall 1: Ausnutzung = 0,85

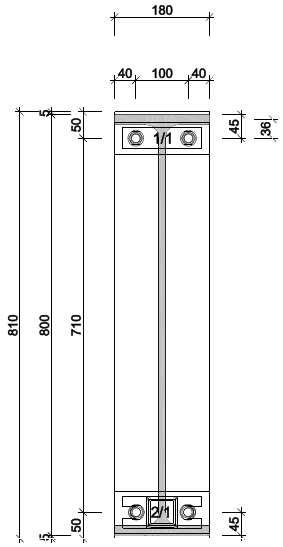
Modul	Schöck Isokorb®	Nachweis	N_{links}	N_{rechts}	V_y	V_z	Ausnutzung
			kN	kN	kN	kN	-
1/1	S-N-D16	Ed	32,10	32,10	-	-	0,55
		Rd	58,40	58,40	-	-	
2/1	S-V-D16	Ed	-23,40	-23,40	15,00	24,00	0,85
		Rd	-58,40	-58,40	23,00	31,00	

Ed = Einwirkungen
Rd = Widerstand

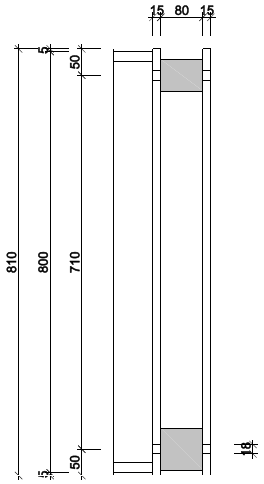
SCHÖCK

Name:
Bemerkung:
Nummer:

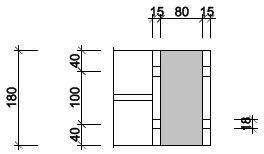
Seite 2 / 2
Datum: 19.08.2024
Position: Fassade



Vorderansicht



Seitenansicht



Draufsicht

Produktbeschreibung

Schöck Isokorb® T Typ S-N

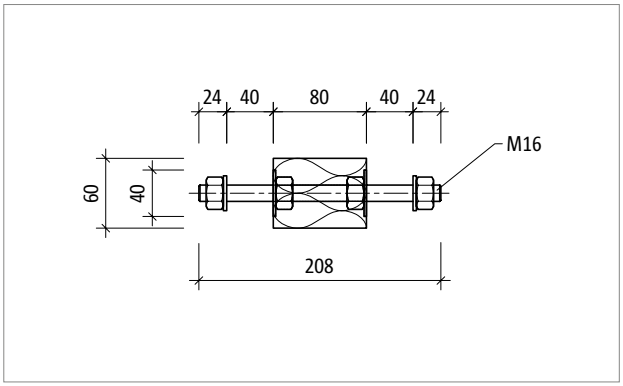


Abb. 247: Schöck Isokorb® T Typ S-N-D16: Produktschnitt

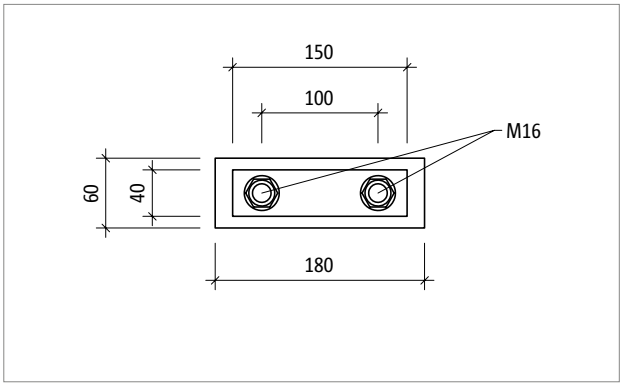


Abb. 249: Schöck Isokorb® T Typ S-N-D16: Produktansicht

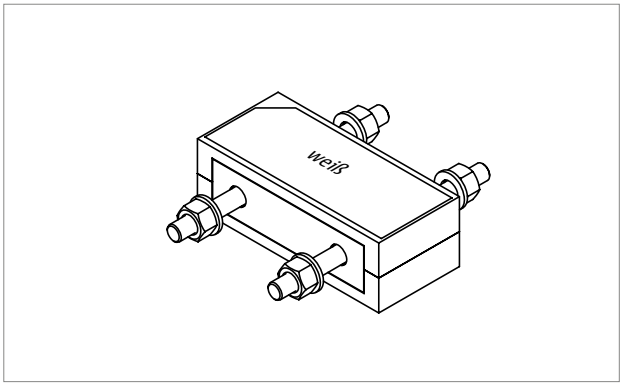


Abb. 251: Schöck Isokorb® T Typ S-N-D16: Isometrie; Kennfarbe T Typ S-N: weiß

Schöck Isokorb® T Typ S-V

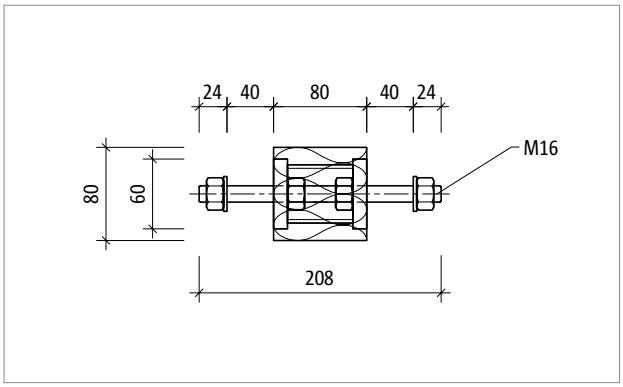


Abb. 253: Schöck Isokorb® T Typ S-V-D16: Produktschnitt

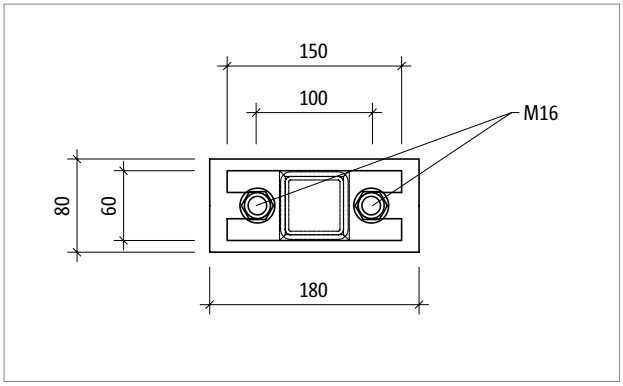


Abb. 255: Schöck Isokorb® T Typ S-V-D16: Produktansicht

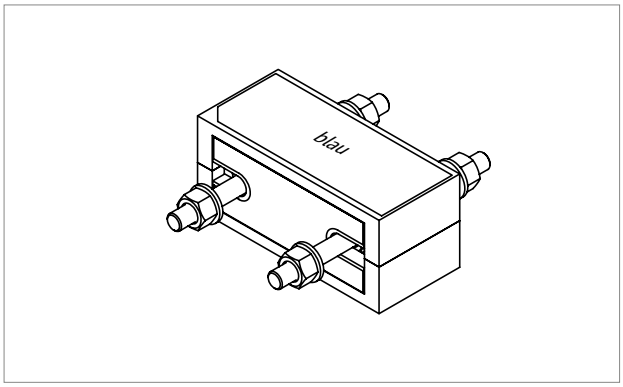


Abb. 257: Schöck Isokorb® T Typ S-V-D16: Isometrie; Kennfarbe T Typ S-V: blau

12.2 Vordach

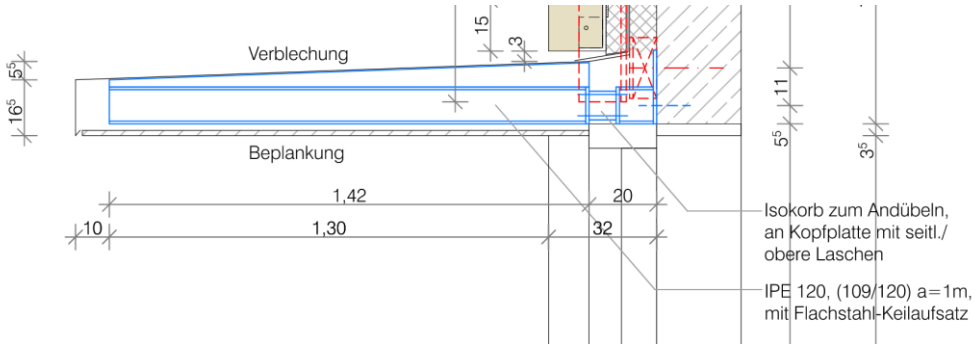
Eine allgemeine Erläuterung zum Tragwerk und weitergehende, hier nicht aufgeführte Angaben, zu z.B. Baustoffeigenschaften, Betonnachbehandlung, Bauablauf und weitere konstruktive Maßnahmen, sind der Pos. 1: Baubeschreibung Tragwerk zu entnehmen.

Allgemeine Angaben zum Brandschutz werden in der Pos. 10 erbracht.

Die konstruktive Ausbildung des Vordachs erfolgt nach Angaben der Objektplanung.

Die Genehmigungs- und Ausführungsplanung für das Vordach ist keine Grundleistung in der Tragwerksplanung. Zur Klärung des Entwurfs für die Objektplanung wurde LAP mit der statischen Voruntersuchungen (Besondere Leistung nach HOAI) beauftragt, um die Konstruktionsweise festzulegen. Die komplette Genehmigungsplanung, Ausführungsplanung und W-M-Planung ist als separate Leistung bei der ausführenden Firma auszuschreiben und von dieser zu erbringen.

<u>Prinzip-Detail der Objektplanung</u>



Die Hauptträger des Vordaches sind als Stahlträger (der Querschnitt ist ggf. nicht aktuell, kann abweichen) vorgesehen und werden mit Dübeln und Kopfplatte an den Rohbau angeschlossen.

Zur thermischen Trennung ist der Einbau eines „Isokorbs Stahl-Stahl“ vorgesehen.

Die detaillierte Ausbildung in bauphysikalischer Hinsicht ist nicht Gegenstand der Leistung von LAP und ist ggf. mit dem Bauphysiker abzustimmen.