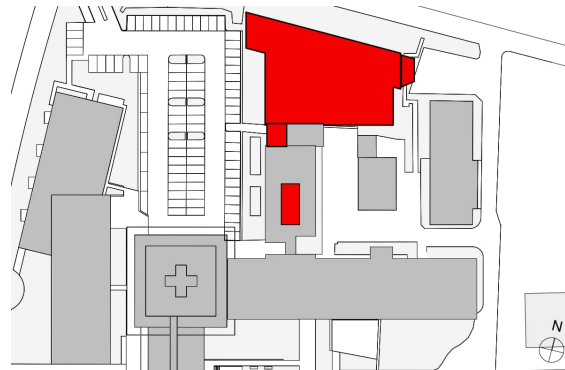




Statische Berechnung



Seiten 4-2 bis 4-452

IN BAUTECHNISCHER HINSICHT GEPRÜFT

PRÜF-NR. 25-PG43



Beratende Ingenieure Partnerschaft mbB
Ingenieurbüro für Bauwesen

Dipl.-Ing. Bernd von Seht
Dr.-Ing. Markus Wetzel
Dipl.-Ing. Wolfgang Keen
Dipl.-Ing. Christian Kühner
Prof. Dr.-Ing. Eric Brehm

Prüfingenieure für Bautechnik VPI

Dipl.-Ing. Bernd von Seht
Dr.-Ing. Markus Wetzel
Dipl.-Ing. Christian Kühner

Heft 3 – Decken und Balken

Leistungsphase 4 - Genehmigungsplanung

DIPL.-ING. RÜDIGER GEBHART

PRÜFINGENIEUR FÜR BAUTECHNIK

Fachrichtung Massivbau Palmaille 124b

gem. Prüfverordnung 22767 Hamburg

vom 14.02.2006 Tel. 040 88 88 98-0

Hamburg

Friesenweg 5E | 22763 Hamburg
Tel/Fax +49 (0)40 88 91 67-0 / 67

Berlin

Gutenbergstraße 4 | 10587 Berlin
Tel/Fax +49 (0)30 74 00 66-0 / 22

Husum

Osterhusumer Straße 130 | 25813 Husum
Tel/Fax +49 (0)4841 80 470-0 / 2

Darmstadt

Rosa-Parks-Straße 4 | 64295 Darmstadt
Tel/Fax +49 (0)6151 78648-0 / 99

München

Pettenkoferstraße 35 | 80336 München
Tel/Fax +49 (0)89 12 14 060-40 / 60

Bauvorhaben

AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Aufstockung Reha-Gebäude
Bleickenallee 38
22763 Hamburg

Auftraggeber

AKK Altonaer Kinderkrankenhaus gGmbH
Bleickenallee 38
22763 Hamburg

Objektplanung

euroterra GmbH
architekten ingenieure
Ness1
20457 Hamburg

Tragwerksplanung

Wetzel & von Seht
Ingenieurbüro für Bauwesen
Friesenweg 5E | 22763 Hamburg

WvS-Projektnr.

21069-1

Hamburg

25. März 2025

info@wvs.eu
www.wvs.eu

Zertifiziert nach DIN EN ISO 9001

Inhaltsverzeichnis

Position	Inhalt	Seite
	Inhaltsverzeichnis	3-2
	Vorbemerkungen zu Heft 3 – Decken und Balken	3-5
	Konstruktive Bewehrung (z.B. Randeinfassungen, Deckenknoten)	3-7
	Leitdetails zur Ausbildung der Auflager und Anschlüsse der Deltabeam®-Verbundträger	3-8
	Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite infolge Hydratation	3-9
	Kriech- und Schwindbeiwerte	3-12
	Lastermittlung aus der Unterkonstruktion für RLT-Geräte auf der Dachfläche – Achsen G-K/5	3-14
	Eigengewichtslasten der Wände für die Ermittlung horizontaler Ersatzkräfte infolge Imperfektion (Scheibenausbildung der Decken)	3-22
	<u>Dachdecke über 3.Obergeschoss (3.OG)</u>	
Pos. 3.3.1	Stahlbetondecke h=28 / 25 cm über 3.OG – Achse B1-D1/9-10	3-23
Pos. 3.3.1.1	Stahlbetondecke h=25 cm über Aufzugsschacht – Achse B1-D1/9-10	
Pos. 3.3.1.2	Stahlbeton-Attika b/h = 24/192 cm (nicht tragend) – Achse B1/9-10	
Pos. 3.3.2	Stahlbetondecke h=12 cm über Lüftungsschacht – Achse D1-F1 / 6-7	3-57
Pos. 3.3.3	Spannbeton-Hohlplattendecke h=20 cm im 3.OG – Achsen A-N / 1-3 und B1-L1 / 4-9	3-58
Pos. 3.3.3.1	Stahlbetonplatte h=20 cm Decke über 3.OG – Achsen D1-F1 / 8-9	3-67
Pos. 3.3.3.2	Stahlbeton-Attika h=24 cm (umlaufend) – Achsen A-N / 1-9	3-69
Pos. 3.3.4	Deckenträger im 3.OG – Achse B+M / 1-3	3-70
Pos. 3.3.5	Deckenträger im 3.OG – Achse C- E- F / 1-3	3-73
Pos. 3.3.5.1	Deckenträger im 3.OG – Achse L / 1-3	3-74
Pos. 3.3.5.2	Deckenträger im 3.OG – Achse K / 1-3	3-77
Pos. 3.3.5.3	Deckenträger im 3.OG – Achse J / 1-3	3-80
Pos. 3.3.6	Deckenträger im 3.OG – Achse F1-H1 / 6-9	3-83
Pos. 3.3.7	Deckenträger im 3.OG – Achse H1 / 6-9	3-84
Pos. 3.3.8	Deckenträger im 3.OG – Achse H1-J1 / 6-9	3-87
Pos. 3.3.9	Deckenträger im 3.OG – Achse J1 / 5-9	3-88
Pos. 3.3.10	Deckenträger im 3.OG – Achse F1-H1 / 4-7	3-91
Pos. 3.3.10.1	Deckenträger im 3.OG – Achse H1 / 5-7	3-94
Pos. 3.3.11	Deckenträger im 3.OG – Achse D1 / 5-9	3-97
Pos. 3.3.12	Deckenträger im 3.OG – Achse D1-F1 / 6	3-100
Pos. 3.3.13	Deckenträger im 3.OG – Achse D1-F1 / 6-7	3-104
Pos. 3.3.14	Deckenträger im 3.OG – Achse D-G / 3	3-108
Pos. 3.3.15	Deckenträger im 3.OG – Achse ~J-L / 3	3-112
Pos. 3.3.16	Deckenträger im 3.OG – Achse D+H / ~2-3	3-116
Pos. 3.3.17	Deckenträger im 3.OG – Achse G / 1-3	3-119
Pos. 3.3.18	Deckenträger im 3.OG – Achse D1-F1 / 8-9	3-120





Position	Inhalt	Seite
Pos. 3.3.19	Deckenträger im 3.OG – Achse D1-F1 / 7-8	3-121
Pos. 3.3.20	Deckenträger im 3.OG – Achse B1-D1 / 7+8	3-122
Pos. 3.3.21	Deckenträger im 3.OG – Achse B1-D1 / 6	3-123
Pos. 3.3.22	Deckenträger im 3.OG – Achse J1-L1 / 8	3-124
Pos. 3.3.23	Deckenträger im 3.OG – Achse J1-L1 / 7	3-125
Pos. 3.3.24	Mauerwerksabfangung am TGA-Schacht im 2.OG – Achse D1-F1/6-7 → wie Pos. 3.2.19 (siehe dort)	
<u>Decke über 2.Obergeschoss (2.OG)</u>		
Pos. 3.2.1	Stahlbetondecke h=28 cm über 2.OG – Achse B1-D1 / 9-10	3-128
Pos. 3.2.2	Stahlbetonplatte h=20 cm Decke über 2.OG – Achse D1-F1 / 8-9	3-159
Pos. 3.2.3	Spannbeton-Hohlplattendecke h=20 / 26 ⁵ cm im 2.OG – Achse A-N / 1-3 und B1-L1 / 4-9	3-183
Pos. 3.2.4	Deckenträger im 2.OG – Achse B+M / 1-3	3-205
Pos. 3.2.5	Deckenträger im 2.OG – Achse C- E- F- K / 1-3	3-209
Pos. 3.2.5.1	Deckenträger im 2.OG – Achse J+L / 1-3	3-212
Pos. 3.2.6	Deckenträger im 2.OG – Achse F1-H1 / 6-9	3-215
Pos. 3.2.7	Deckenträger im 2.OG – Achse H1 / 6-9	3-218
Pos. 3.2.8	Deckenträger im 2.OG – Achse H1-J1 / 6-9	3-221
Pos. 3.2.9	Deckenträger im 2.OG – Achse J1 / 5-9	3-224
Pos. 3.2.10	Deckenträger im 2.OG – Achse F1-H1 / 4-7	3-227
Pos. 3.2.10.1	Deckenträger im 2.OG – Achse H1 / 5-7	3-231
Pos. 3.2.11	Deckenträger im 2.OG – Achse D1 / 5-9	3-234
Pos. 3.2.12	Deckenträger im 2.OG – Achse D1-F1 / 6	3-239
Pos. 3.2.13	Deckenträger im 2.OG – Achse D1-F1 / 6-7	3-243
Pos. 3.2.14	Deckenträger im 2.OG – Achse D-G / 3	3-247
Pos. 3.2.15	Deckenträger im 2.OG – Achse ~J-L / 3	3-251
Pos. 3.2.16	Deckenträger im 2.OG – Achse D+H / ~2-3	3-255
Pos. 3.2.17	Deckenträger im 2.OG – Achse G / 1-3	3-258
Pos. 3.2.18	Deckenträger im 2.OG – Achse D1-F1 / 8-9	3-261
Pos. 3.2.19	Mauerwerksabfangung am TGA-Schacht im 2.OG – Achse D1-F1/6-7	3-264
Pos. 3.1.1 ff.	<u>Decke über 1.Obergeschoss (1.OG)</u> → wie Decke über 2.Obergeschoss	
<u>Decke über Erdgeschoss (EG)</u>		
Pos. 3.0.1	Stahlbetondecke h=28 cm über EG – Achse B1-D1 / 9-10	3-265
Pos. 3.0.2	Stahlbetondecken h=16 cm über EG (Deckenschließungen) Achsen D1-F1 / 7-8 + F1-J1 / 5-6	3-316
Pos. 3.0.3	Stahlbetondecke h=28 cm über EG (Bestand) – Achse A-N / 1-3 + B1-L1 / 4-9	3-329





Position	Inhalt	Seite
	<u>Decke über Untergeschoss (UG)</u>	
Pos. 3.-1.1	Stahlbetondecke h=28 cm über KG (Bestand) – Achse B1-D1 / 9-10	3-376
Pos. 3.-1.1.1	Deckengleicher Balken b/h=28/60 cm im KG – Achse B1 / 9-10	3-379
Pos. 3.-1.2	Pos. 3.-1.2 Sturzträger HEB 200 im UG – Achse ~D1 / 9-10	3-404
Pos. 3.-1.3	Stahlbetondecke h=28 cm über KG (Bestand) – Achse B1-F1 / 6-10	3-418
	Schlussblatt	3-452

Anlagen

3-A1	Allgemeine Bauartgenehmigung (aBG) Nr. Z-15.10-368 Decken und Dächer aus Spannbeton-Hohlplatten Typ BRESPEA	21 Seiten
3-A2	Allgemeine Bauartgenehmigung (aBG) Nr. Z-26.2-49 Deltabeam® Verbundträger	35 Seiten
3-A3	Technisches Datenblatt – Calenberg Compactlager S65	9 Seiten

Die vorliegende statische Berechnung wurde teilweise durch unabhängige Vergleichsrechnung geprüft. Diese beschränkt sich auf die zur Bemessung führenden Werte. Zwischenberechnungen sind unter Umständen nicht geprüft worden und deshalb als nicht gesichert anzusehen.



Vorbemerkungen zu Heft 3 – Decken und Balken

Das *Heft 3 – Decken und Balken* umfasst die statischen Berechnungen und Bemessung der Deckenkonstruktionen und Stahlbetonbalken (Unterzüge/Überzüge) nach DIN EN 1992-1-1 und -NA (EC 2).

Dach- und Geschossdecken im Bereich der Aufstockung 1.OG bis 3.OG – Achsen A-N / 1-3 und B1-L1 / 4-9

Um die Dach- und Geschossdecken der Aufstockung weitestgehend ohne bauzeitliche Unterstützung herstellen zu können, wird ein Spannbeton-Fertigdeckensystem gewählt, ausgeführt als „Slim-Floor“-Decke mit in den Deckenquerschnitt integrierten Trägern. Die Spannbeton-Hohlplatten (BRESPA®) spannen als Einfeldträger-Systeme zwischen den Deckenträgern und sind dort über Elastomerlager auf den Trägerunterflanschen gelagert. Hierbei handelt es sich in Sinne der Allgemeinen Bauartgenehmigung für Spannbeton-Hohlplatten um eine „biegeweiche Lagerung“, die bei der Querkraftbemessung zu berücksichtigen ist (→ aBG siehe Anlage 3-A1).

Gemäß Abschnitt 2.2.7 der aBG für Decken und Dächer aus Spannbeton-Hohlplatten gelten für eine „biegeweiche Auflagerung“ u.a. folgende Bestimmungen:

- Bemessungswert der Querkraft: $V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{Rd,c}$
- Auflager der Hohlplatten: Elastomerstreifen min. $b/t = 35/10$ mm
- Maximale Durchbiegung der Träger ($\gamma_F = 1,0$): $f_{max} \leq L/300$
- Hohlkammern der Randplatten über eine Tiefe bis mind. 25 cm vom Plattenrand mit Vergussbeton ausbetonieren (Größtkorn 8 mm) nach DAfStb-Richtlinie

Sämtliche Spannbeton-Hohlplatten werden sowohl an den Verbundträgern als auch den lastabtragenden Stahlbetonwänden über Elastomerstreifen aufgelagert. ✓

Zwecks Vereinfachung nachträglich herzustellender Kernbohrungen und der genaueren Festlegung von Durchbrüchen im Zuge der Planungsfortschreibung, sind bereichsweise schlaff bewehrte Stahlbetonplatten oder vorgespannte Vollplatten vorgesehen, da in den Spannbeton-Hohlplatten aufgrund der Steg- und Spannstanlanordnung im Bauteilquerschnitt die Möglichkeit zur Ausführung von Deckenöffnungen eingeschränkt bzw. nur unter Berücksichtigung der Vorgaben des Herstellers möglich sind. Die entsprechenden Herstellerangaben sind zu beachten. Nachträglich herzustellende Kernbohrungen in den Spannbeton-Hohlplatten sind zu vermeiden und ggf. mit dem Hersteller im Vorfeld abzustimmen. ✓

Für die Aussteifung der Gebäudeaufstockung sind die neuen Dach- und Geschossdecken als horizontale Deckenscheiben auszubilden und diese durch die ausführende Firma der Spannbeton-Hohlplattendecken entsprechend statisch nachzuweisen. Zudem ist ein umlaufender Ringanker anzuordnen. Die umlaufend angeordnete, oberhalb der Dachdeckenebene (3.OG) auskragende Attika wird als nichttragendes Bauteil in Stahlbetonbauweise ausgeführt und in die Stahlbetonwände konstruktiv eingespannt. ✓

Auf der Dachfläche über dem 3.OG ist für die Installation von RLT-Anlagen (Rückkühler) im Bereich der Achsen G-K/5 eine aufgeständerte Stahlkonstruktion geplant, die auf den lastweiterleitenden Trägern und Wänden steht. Die Lastermittlung aus dieser Anlage ist den statischen Berechnungen der Decken in diesem Heft vorangestellt. ✓

Für das gewählte „SlimFloor“-Deckensystem sind im Rahmen dieser statischen Berechnungen Deltabeam®-Verbundträger der Fa. Peikko vorgesehen, die auf den lastabtragenden Stahlbetonwänden und -stützen über Elastomerlager aufgelagert sind. Im Rahmen der vorangegangenen Entwurfsplanung erfolgte eine Abstimmung und Vordimensionierung der Träger mit bzw. durch den Hersteller. Die Ergebnisse dieser Vordimensionierung sind den in den nachfolgenden Berechnungen (Last- und Schnittgrößenermittlung) angegebenen Querschnitte der Deltabeam®-Verbundträger zu Grunde gelegt. ✓

Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des „SlimFloor“-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.





Sowohl die Verbundträger als auch die Spannbeton-Hohlplatten des „SlimFloor“-Deckensystems sind hinsichtlich des konstruktiven Brandschutzes für die Feuerwiderstandsklasse R90 (F90) statisch nachzuweisen und zu bemessen. ✓

Von der ausführenden Firma bzw. dem Hersteller der Spannbeton-Fertigdecke bereitzustellender Unterlagen

Von der ausführenden Firma bzw. dem Hersteller der Spannbeton-Hohlplatten sind die prüffähige statische Berechnung für die Spannbeton-Hohlplatten für die vertikale Lasten (incl. Montage- und Verlegepläne), die Anschlüsse und Verankerungen, einschließlich Darstellung der Fugen- und Ringankerbewehrung sowie der Plattenbewehrung (ggf. Passplatten), unter Berücksichtigung von Aussparungen und Deckenöffnungen (Stahlwechsel) nach statischen und produkttechnischen Anforderungen bereitzustellen und eigenverantwortlich beim zuständigen Prüfenieur zur bautechnischen Prüfung und Freigabe einzureichen. ✓

Dach- und Geschossdecken im Bereich des Treppenhauses – Achsen B1-D1 / 9-10

Die Geschossdecken im Bereich der Treppenhauserweiterung werden in Ortbetonbauweise mit der gleichen Querschnittsdicke wie die angrenzenden Bestandsdecken ausgeführt und dort, entlang des Deckenrandes bewehrungstechnisch konstruktiv mit eingeklebter Bewehrung angeschlossen. Im Rahmen der Deckenbemessung bleibt dieser Anschluss auf der sicheren Seite liegend unberücksichtigt (freier Rand). Die statischen Berechnungen und die Bemessung der neuen Decken erfolgen als FEM-Modell für 2-achsig spannende Stahlbetonplatten mit dem Programm SOFiPLUS-X der SOFiSTiK AG.

Da derzeit noch keine konkreten Lastangaben aus der Aufzugsanlage vorliegen, wird für die Decke über dem neuen Aufzugsschacht (Aufzug 2) zunächst eine Nutzflächenlast von 10 kN/m² angesetzt, die ggf. nochmals zu überprüfen ist, sobald entsprechende Lastangaben vorliegen. ✓

Bestandsdecke über EG – Schließen vorhandener Deckenöffnungen (Oberlichter)

Die in der Bestandsdecke über dem Erdgeschoss vorhandenen Deckenöffnungen (Oberlichter) im Bereich der Achsen D1-F1/7-8 und ~H1/6-7 werden mit Stahlbetonplatten (Vollfertigteile) geschlossen, die auf stirnseitig angedübelte Stahlwinkel und Elastomerstreifen entlang der Öffnungsränder gelagert sind. Im Bereich des tieferliegenden Bereiches der Erdgeschossdecke (OKRD = +3,14 m) können die Fertigteilplatten entlang der Öffnungsränder ggf. auch deckenoberseitig aufgelagert werden. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Stahlbetonplatten für den Endzustand werden nachfolgend geführt, die Montage- und Transportzustände der als Vollfertigteile ausgebildeten Platten erfolgen durch den Hersteller bzw. die ausführende Firma. ✓

Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite infolge Hydratation (Ortbetondecken Treppenhaus)

Die Ermittlung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite für frühen zentrischen Zwang infolge abfließender Hydratationswärme erfolgt unter der Annahme, dass die wirksame Betonzugfestigkeit zum Zeitpunkt der Rissbildung 70% der mittleren Zugfestigkeit nach 28 Tagen erreicht hat ($f_{ct,eff} = 0,7 \cdot f_{ctm(28d)}$), wobei eine mittlere Festigkeitsentwicklung des Betons ($r < 0,50$) zu Grunde gelegt wird. Dies ist u.a. bei der Festlegung der Betonrezeptur und den Nachbehandlungsmaßnahmen zu beachten. Die Nachweise erfolgen nach DIN EN 1992-1-1/NA, Abschnitt 7.3.4 (direkte Berechnung der Rissbreite) bzw. Abschnitt 7.3.2 und 7.3.3 (ohne direkte Berechnung) für die gewählten Stabdurchmesser und sind in diesem Heft den statischen Deckenberechnungen vorangestellt. Die Mindestbewehrung wird als orthogonale Grundbewehrung bei der Deckenbemessung angesetzt und ist in der oberen und unteren Bewehrungslage kreuzweise einzulegen. Die Bewehrung muss in allen Bereichen mit voller Übergreifungslänge als Zugstoß durchgeführt werden. ✓

Lastannahmen

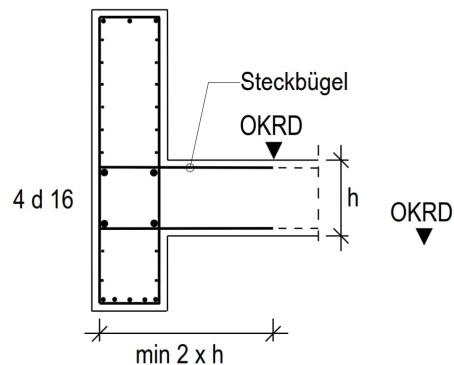
Eine bauteilübergreifende, detaillierte Ermittlung und Zusammenstellung der Eigengewichtslasten des Ausbaus und der Nutzlasten im Gebäude erfolgt gemäß *Heft 0 - Allgemeine Vorbemerkungen* der Genehmigungsstatik. Die nachfolgend auf dieser Grundlage angesetzten Lasten, sowie ggf. darüberhinausgehende Lastansätze, werden bei den jeweiligen Positionen nochmals aufgeführt.

Die Angaben und Erläuterungen gemäß *Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen* der statischen Berechnung sind zu beachten. ✓

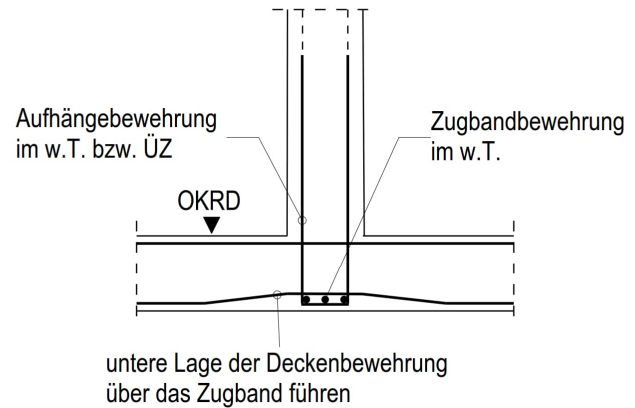
Konstruktive Bewehrung (z.B. Randeinfassung, Deckenknoten) für Stahlbetonbauteile

Sofern im Rahmen der nachfolgenden Berechnungen keine anderweitigen und darüber hinaus gehenden Angaben gemacht werden, sind die Bereiche der Deckenränder sowie der Wand-/Deckenknoten der Stahlbetonbauteile konstruktiv wie folgt auszuführen.

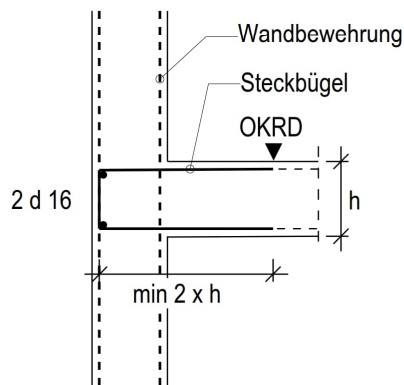
Unterzug / Überzug



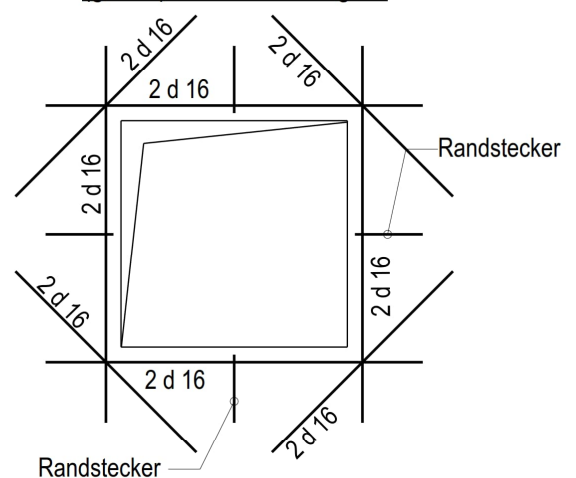
Überzug / wandartiger Träger



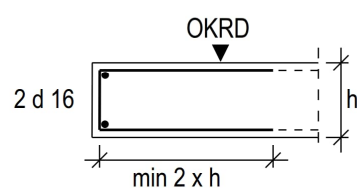
Wand- / Deckenknoten



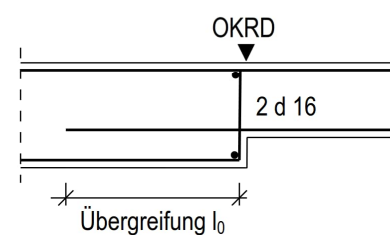
(große) Deckenöffnungen



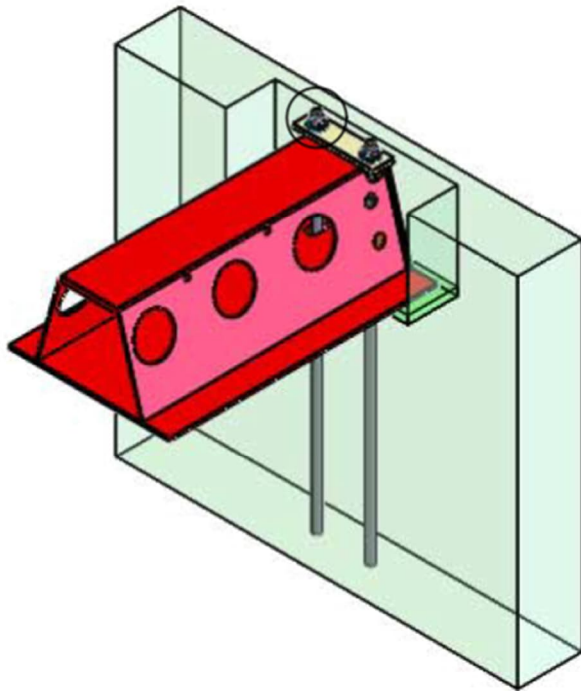
Freier Deckenrand



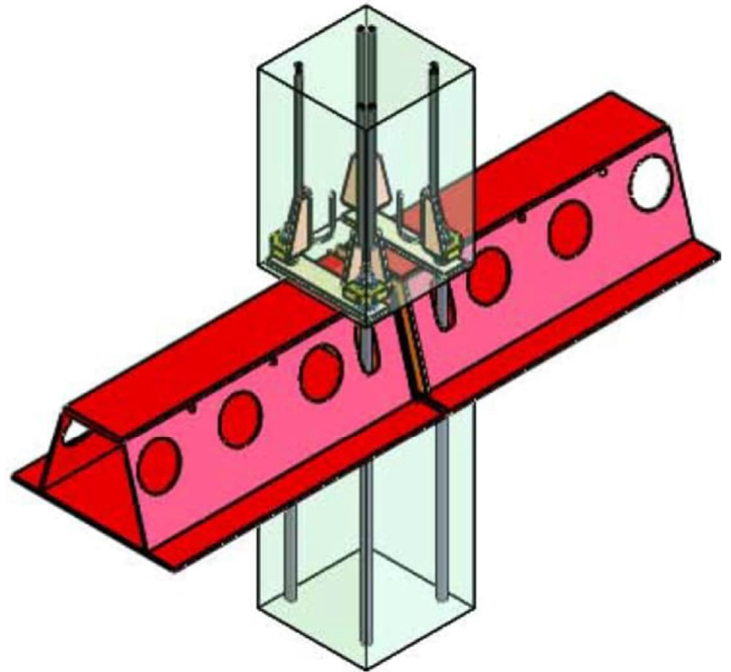
(kleiner) Deckenversprung



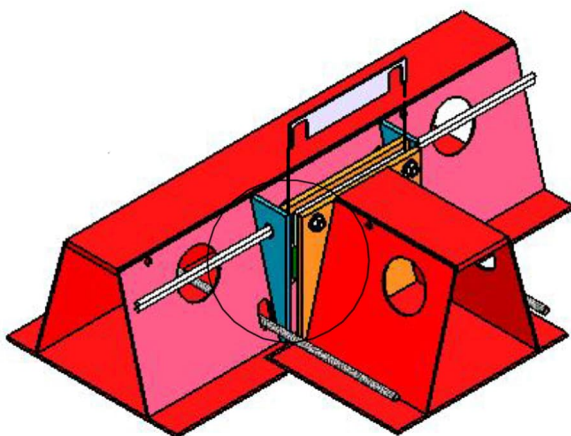
Leitdetails zur Ausbildung der Auflager und Anschlüsse der Deltabeam®-Verbundträger



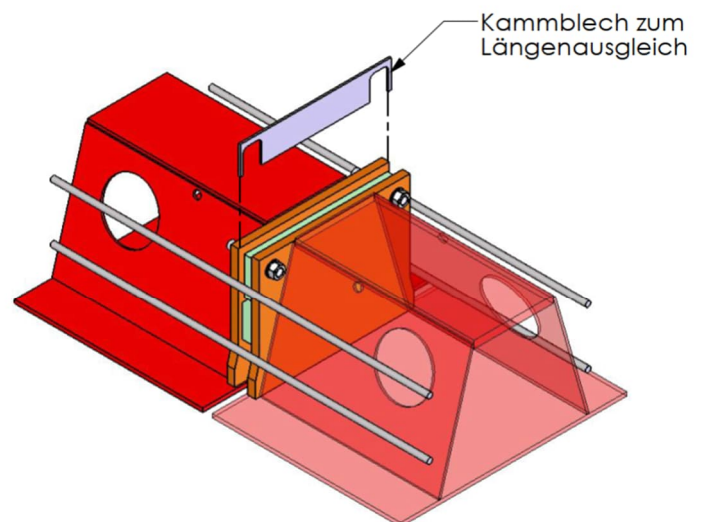
Leitdetail Wandauflager



Leitdetail Stützenauflager



Leitdetail seitlicher Trägeranschluss



Leitdetail Gerberverbindung (Montagestoß)





Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite infolge Hydratation



Bauvorhaben: AKK Altonaer Kinderkrankenhaus - Aufstockung Reha-Gebäude
WvS - Projekt - Nr.: 21069-1
Inhalt: Heft 3 - Decken und Balken

Begrenzung der Rissbreite für zentrischen Zwang infolge abfließender Hydratationswärme - direkte Berechnung

(nach EC2: DIN EN 1992-1-1:2011-01, Abschnitte 7.3.2 und 7.3.4)

Bauteilbezeichnung: Decke h = 28 cm (Beton C25/30, XC3) ✓

1. Bauteil

- Querschnitt: $b = 100,0 \text{ cm}$ $h = 28,0 \text{ cm}$ $d = 23,0 \text{ cm}$
- Lage der Bewehrung: $d_1 = h - d = 5,0 \text{ cm}$ ✓

2. Baustoffe

- Beton: C 25/30 → $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm} = 31000 \text{ N/mm}^2$
- Betonstahl: B 500 B → $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ ✓ $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$
- Entwicklung der Zugfestigkeit (Faktor): $\beta_{cc}(t) = 70\%$
- Betonzugfestigkeit: $f_{ctm(28d)} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,56 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ct,eff}^{(1)} = f_{ctm}(t) = \beta_{cc}(t)^\alpha \cdot f_{ctm(28d)} = 1,80 \text{ N/mm}^2$ mit $\alpha = 1,0$ (aus Gl. 3.4)

¹⁾ Zwang aus Hydratation: Die wirksame Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$ zum Zeitpunkt t der Rissbildung wird mit dem Faktor $\beta_{cc}(t)$ der mittleren Zugfestigkeit nach 28 Tagen ($f_{ctm(28d)}$) angesetzt. Dies ist bei der Festlegung der Betonrezeptur zu beachten !

3. Berechnung der Rissbreite infolge zentrischem Zug

- Bewehrungsquerschnitt je Seite (gewählt): $A_s = 7,85 \text{ cm}^2$ Stabstahlbewehrung Ø ✓
- Stabdurchmesser (gewählt): $\varnothing_s = 10 \text{ mm}$ ✓
- Wirkungsbereich der Bewehrung: $h / d_1 = 5,6$ → $h_{c,ef} / d_1 = 2,56$ (Bild 7.1DE)
→ $h_{c,ef} = 12,8 \text{ cm} < h_{cr} = h / 2 = 14,0 \text{ cm}$
- Wirksame Betonzugfläche: $A_{c,eff} = h_{c,ef} \cdot b = 1280 \text{ cm}^2 < A_{ct} = h_{cr} \cdot b = 1400 \text{ cm}^2$
- Beiwerte (Spannungsverteilung): $k_c = 1,0$ (zentrischer Zug)
 $0,50 \leq k = 0,80 \leq 0,80$
- Effektiver Bewehrungsgrad: $\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0,00613$ (Gl. 7.10)
- Stahlspannung: $\sigma_{sr} = \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / A_s = 256 \text{ N/mm}^2$ (aus Gl. 7.1)
- Max. Rissabstand: $s_{r,max} = \varnothing_s / (3,6 \cdot \rho_{eff}) = 453 \text{ mm}$ (Gl. 7.11)
 $\leq \sigma_s \cdot \varnothing_s / (3,6 \cdot f_{ct,eff}) = 396 \text{ mm}$ → maßgebend ✓
- Mittlere Dehnungsdifferenz: mit $\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6,45$
 $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = (\sigma_s - 0,4 \cdot f_{ct,eff} \cdot [1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff}] / \rho_{eff}) / E_s = 0,000672$ (Gl. 7.9)
 $\geq 0,6 \cdot \sigma_s / E_s = 0,000769$ → maßgebend
- Rechnerische Rissbreite: $w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0,30 \text{ mm}$ ✓ (Gl. 7.8)
- Gewählte Bewehrung (je Seite): $\varnothing 10$ $e = 10,0 \text{ cm}$ ✓

Bauvorhaben: AKK Altonaer Kinderkrankenhaus - Aufstockung Reha-Gebäude
WvS - Projekt - Nr.: 21069-1
Inhalt: Heft 3 - Decken und Balken

Begrenzung der Rissbreite für zentrischen Zwang infolge abfließender Hydratationswärme - direkte Berechnung

(nach EC2: DIN EN 1992-1-1:2011-01, Abschnitte 7.3.2 und 7.3.4)

Bauteilbezeichnung: Decke h = 28 cm (Beton C25/30, XC1) ✓

1. Bauteil

- Querschnitt: $b = 100,0 \text{ cm}$ $h = 28,0 \text{ cm}$ $d = 23,0 \text{ cm}$
- Lage der Bewehrung: $d_1 = h - d = 5,0 \text{ cm}$ ✓

2. Baustoffe

- Beton: C 25/30 → $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm} = 31000 \text{ N/mm}^2$
- Betonstahl: B 500 B → $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ ✓ $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$
- Entwicklung der Zugfestigkeit (Faktor): $\beta_{cc}(t) = 70\%$
- Betonzugfestigkeit: $f_{ctm(28d)} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,56 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ct,eff}^{(1)} = f_{ctm}(t) = \beta_{cc}(t)^\alpha \cdot f_{ctm(28d)} = 1,80 \text{ N/mm}^2$ mit $\alpha = 1,0$ (aus Gl. 3.4)

¹⁾ Zwang aus Hydratation: Die wirksame Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$ zum Zeitpunkt t der Rissbildung wird mit dem Faktor $\beta_{cc}(t)$ der mittleren Zugfestigkeit nach 28 Tagen ($f_{ctm(28d)}$) angesetzt. Dies ist bei der Festlegung der Betonrezeptur zu beachten !

3. Berechnung der Rissbreite infolge zentrischem Zug

- Bewehrungsquerschnitt je Seite (gewählt): $A_s = 7,54 \text{ cm}^2$ Stabstahlbewehrung Ø
- Stabdurchmesser (gewählt): $\emptyset_s = 12 \text{ mm}$ ✓
- Wirkungsbereich der Bewehrung: $h / d_1 = 5,6$ → $h_{c,ef} / d_1 = 2,56$ (Bild 7.1DE)
→ $h_{c,ef} = 12,8 \text{ cm} < h_{cr} = h / 2 = 14,0 \text{ cm}$
- Wirksame Betonzugfläche: $A_{c,eff} = h_{c,ef} \cdot b = 1280 \text{ cm}^2 < A_{ct} = h_{cr} \cdot b = 1400 \text{ cm}^2$
- Beiwerte (Spannungsverteilung): $k_c = 1,0$ (zentrischer Zug)
 $0,50 \leq k = 0,80 \leq 0,80$
- Effektiver Bewehrungsgrad: $\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0,00589$ (Gl. 7.10)
- Stahlspannung: $\sigma_{sr} = \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / A_s = 267 \text{ N/mm}^2$ (aus Gl. 7.1)
- Max. Rissabstand: $s_{r,max} = \emptyset_s / (3,6 \cdot \rho_{eff}) = 566 \text{ mm}$ (Gl. 7.11)
 $\leq \sigma_s \cdot \emptyset_s / (3,6 \cdot f_{ct,eff}) = 495 \text{ mm}$ → maßgebend ✓
- Mittlere Dehnungsdifferenz: mit $\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6,45$
 $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = (\sigma_s - 0,4 \cdot f_{ct,eff} \cdot [1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff}] / \rho_{eff}) / E_s = 0,000701$ (Gl. 7.9)
 $\geq 0,6 \cdot \sigma_s / E_s = 0,000800$ → maßgebend
- Rechnerische Rissbreite: $w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0,40 \text{ mm}$ ✓ (Gl. 7.8)
- Gewählte Bewehrung (je Seite): $\emptyset 12$ $e = 15,0 \text{ cm}$ ✓



Kriech- und Schwindbeiwerte



Bauvorhaben: AKK Altonaer Kinderkrankenhaus - Aufstockung Reha-Gebäude
 WvS - Projekt - Nr.: 21069-1
 Inhalt: Heft 3 - Decken und Balken

Kriechen und Schwinden

(nach EC2: DIN EN 1992-1-1:2011-01, Abschnitt 3.1.4)

Position: Stahlbetondecke h = 28 cm (Beton C25/30) ✓

1. Bauteil

- Querschnitt: Rechteckquerschnitt
- Breite: b = 100 cm $h_0 = 2 \cdot A_c / u = 28,0 \text{ cm}$
- Plattenstreifen: ja
- Höhe: h = 28 cm ✓

2. Baustoffe

- Beton: C 25 /30 $f_{ck} = 25,0 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33,0 \text{ N/mm}^2$
- Zementart: normal erhärtend (N) ✓ $\alpha = 0,00$
- Relative Luftfeuchte: $R_H = 40 \%$ $\alpha_1 = (35/f_{cm})^{0,7} \leq 1,0 = 1,00$
- Betonalter zu Belastungsbeginn: $t_0 = 28 \text{ Tage}$ $\alpha_2 = (35/f_{cm})^{0,2} \leq 1,0 = 1,00$
- Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt: $t = 19000 \text{ Tage}$ $\alpha_3 = (35/f_{cm})^{0,5} \leq 1,0 = 1,00$
- Betonalter zu Beginn der Austrocknung: $t_s = 1 \text{ Tage}$ $\alpha_{ds1} = 4,00$
 $\alpha_{ds2} = 0,12$

3. Kriechzahl

- Grundkriechzahl: $\varphi_{RH} = [1 + ((1 - R_H / 100) / (0,1 \cdot h_0^{0,333}))] \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 = 1,9171$
 $\beta(f_{cm}) = 16,8 / (f_{cm})^{0,5} = 2,9245$
 $\beta(t_0) = 1 / (0,1 + t_{0,eff}^{0,20}) = 0,4884$
- Wirksames Belastungsalter: $t_{0,eff} = t_0 \cdot [(9 / (2 + t_0^{1,2})) + 1] \geq 0,5 = 28,000 \text{ Tage}$
 $\beta_c(t, t_0) = [(t - t_0) / (\beta_H + t - t_0)]^{0,3} = 0,9896$
 $\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot R_H)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 = 670,00$
- Kriechzahl: $\varphi(t, t_0) = \beta_c(t, t_0) \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \cdot \varphi_{RH} = 2,7102$ ✓

4. Schwinddehnung

- Autogene Schwinden: $\varepsilon_{ca}(t, t_0) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca, \infty}(f_{cm}) = 0,0375 \%$
 Endwert: $\varepsilon_{ca, \infty}(f_{cm}) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 0,0375 \%$
 Zeitlicher Verlauf: $\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0,2 \cdot \sqrt{t})} = 1,0000$
- Trocknungsschwinden: $\varepsilon_{cd}(t, t_s) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd, 0} = 0,4177 \%$
 Grundwert: $\varepsilon_{cd, 0} = 0,85 \cdot [(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm}/10)}] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 0,5478 \%$
 Zeitlicher Verlauf: $\beta_{ds}(t - t_0) = (t - t_s) / ((t - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h^3}) = 0,9902$
 $\beta_{RH} = 1,55 \cdot [1 - (R_H / 100)^3] = 1,4508$
- Gesamtschwinddehnung (negativ / Bauteilverkürzung): $\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t, t_s) = 0,4552 \%$ ✓

Lastermittlung aus der Unterkonstruktion für RLT-Geräte auf der Dachfläche – Achsen G-K/5

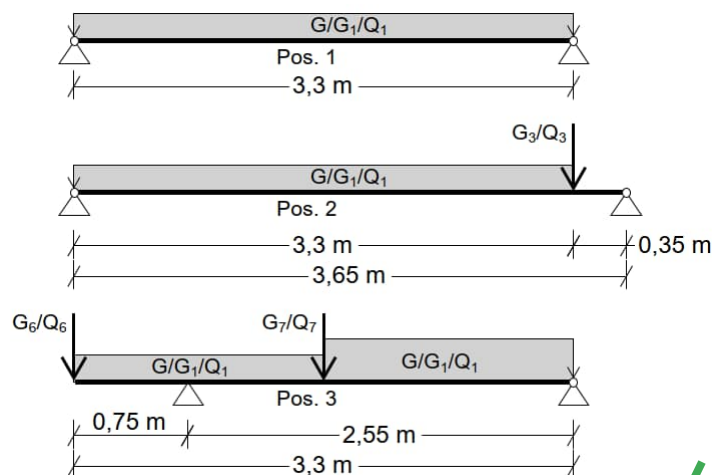
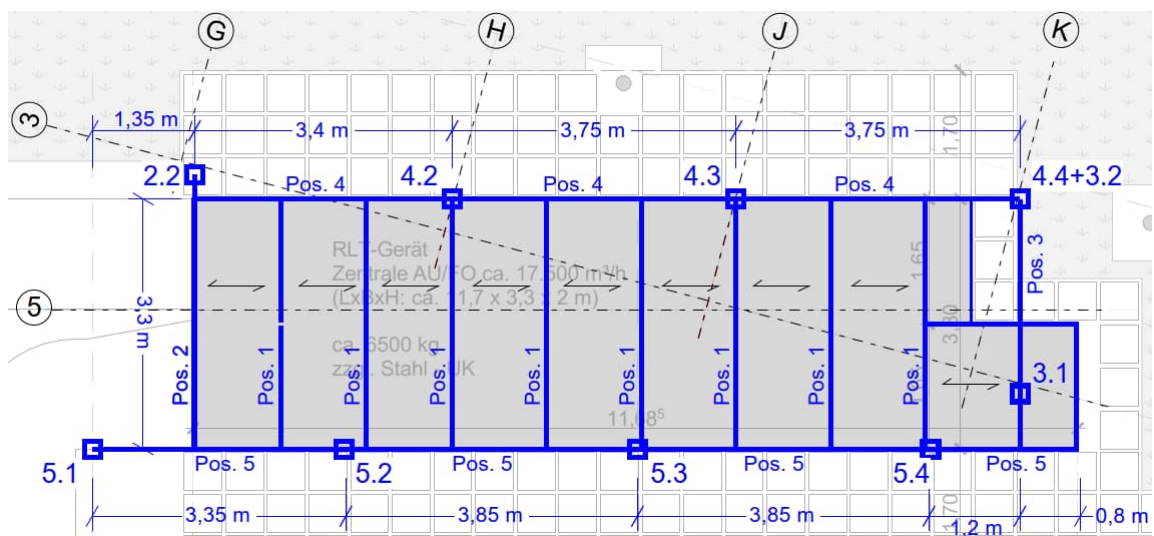
Auf der Dachfläche des Reha-Gebäudes sollen im Bereich der Achsen G-K/5 Lüftungsgeräte (RLT-Anlagen) installiert werden. Als Aufstellfläche ist hierfür eine Unterkonstruktion vorgesehen, über die die Lasten unmittelbar in die lastweiterleitenden Stahlbetonwände bzw. Deckenträger ab- und weitergeleitet werden, so dass die Spannbeton-Hohlplatten nicht belastet werden. Die Unterkonstruktion wird als aufgeständerte Stahlbühne ausgeführt.

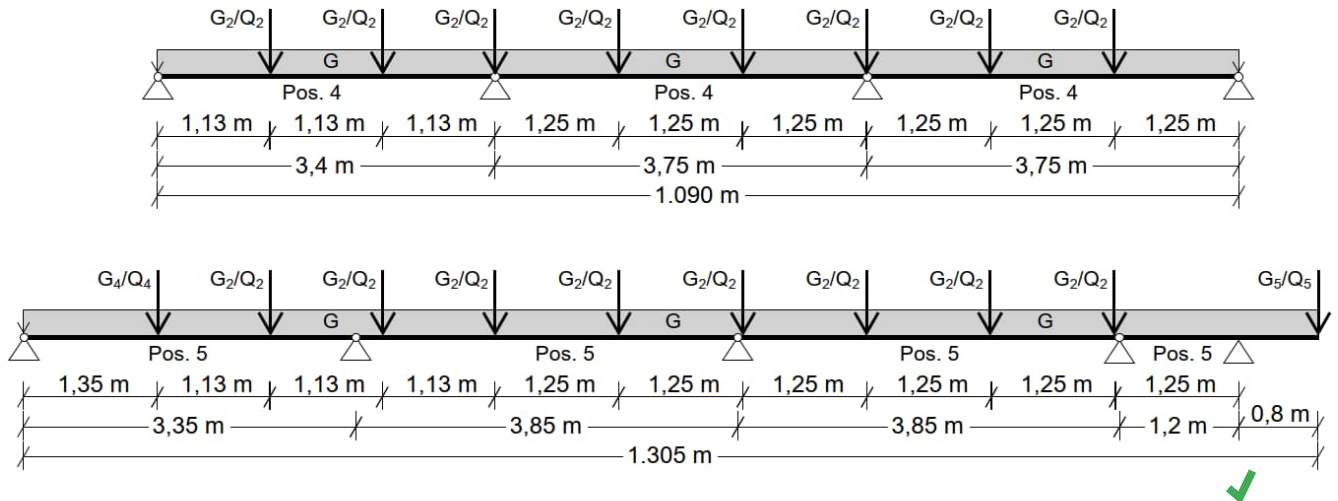
Bezüglich der Lastannahmen liegen derzeit nur Angaben zur Gesamtlast der RLT-Geräte vor (6.500 kg), jedoch keine darüber hinaus gehenden Angaben hinsichtlich deren Verteilung. Die Gerätelasten werden daher nachfolgend über die Gesamtfläche der Bühnenkonstruktion gleichmäßig verteilt angenommen. Sobald genauere Angaben zur Aufstellung der RLT-Geräte vorliegen, ist diese Annahme ggf. zu verifizieren.

Nachfolgend werden ausschließlich die Lasten bzw. Auflagerkräfte aus der Bühnenkonstruktion für die statischen Nachweise und die Bemessung der lastweiterleitenden Bauteile ermittelt. Die Bemessung der Stahlunterkonstruktion ist nicht Teil dieser Berechnungen.

1. Statische Systeme und Belastung

→ Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten





→ Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen

Einwirkende Lasten

		G	Q
• Eigengewicht der Träger:	→ wird programmintern generiert	$G \sim 0,30$	[kN/m]
• Gitterroste + Kleinteile:		$G_1 \leq 0,50$	[kN/m²]
• RLT-Geräte (6.500 kg):	$Q_1 = 65 / (11,00 \cdot 3,30) \sim 65 / 36 \leq$		2,00 [kN/m²] ✓
• Aus Querträger Pos. 1:	$G_2/Q_2 \leq$	1,53 /	4,13 [kN] ✓
• Aus Längsträger Pos. 4:	$G_3/Q_3 \leq$	2,00 /	4,00 [kN] ✓
• Aus Querträger Pos. 2:	$G_4/Q_4 =$	1,30 /	2,50 [kN] ✓
• Aus Randquerträger:	$G_5 \sim (0,50 \cdot 0,80 / 2 + 0,3) \cdot 3,30 / 2 =$ $Q_5 \sim 2,00 \cdot 0,80 / 2 \cdot 3,30 / 2 =$	0,83	[kN] ✓
• Aus Längsträger Pos. 5:	$G_6/Q_6 =$	1,90 /	2,20 [kN] ✓
• Podestauskragung Achse K:	$G_7 \sim G_5 \cdot 2,05 / 1,25 = 0,83 \cdot 2,05 / 1,25 \sim$ $Q_7 \sim Q_5 \cdot 2,05 / 1,25 = 1,32 \cdot 2,05 / 1,25 \sim$	1,40	[kN] ✓
			2,20 [N] ✓

2. Ermittlung der Lasten und Auflagerkräfte

→ Siehe EDV-Berechnungen folgende Seiten

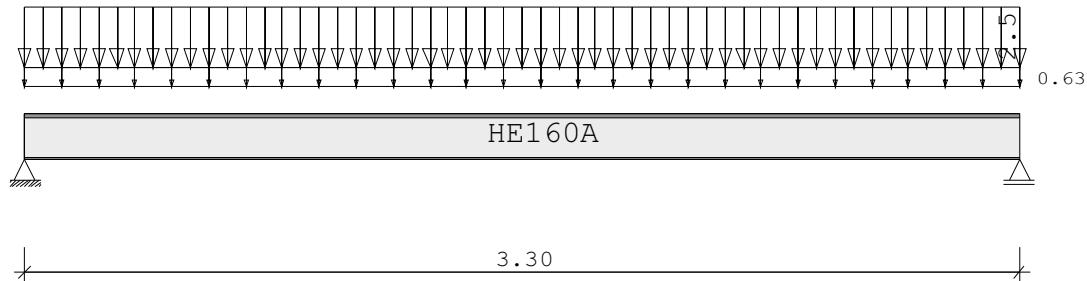
Zusammenstellung der ermittelten Auflagerkräfte (charakteristisch)

• Auflager 2.2:	$A_{G,k} / A_{Qk} \leq 3,0 / 6,0$ [kN]	
• Auflager 3.1:	$A_{G,k} / A_{Qk} \leq 5,0 / 9,0$ [kN]	
• Auflager 4.2:	$A_{G,k} / A_{Qk} \leq 6,0 / 12,0$ [kN]	
• Auflager 4.3:	$A_{G,k} / A_{Qk} \leq 6,0 / 13,0$ [kN]	
• Auflager 4.4+3.2:	$A_{G,k} \sim 2,1 + 0,7 \leq 3,0$ kN	$A_{Qk} \sim 4,2 + 2,5 \leq 7,0$ [kN]
• Auflager 5.1:	$A_{G,k} / A_{Qk} \leq 2,0 / 3,0$ [kN]	
• Auflager 5.2:	$A_{G,k} / A_{Qk} \leq 6,0 / 12,0$ [kN]	
• Auflager 5.3:	$A_{G,k} / A_{Qk} \leq 6,0 / 13,0$ [kN]	
• Auflager 5.4:	$A_{G,k} / A_{Qk} \leq 4,0 / 9,0$ [kN]	✓

Pos. 1 RLT-Unterkonstruktion - Querträger

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 25



Durchlaufträger
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Nur Lastermittlung, keine Bemessung !

System	Länge	Querschnittswerte					
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)	
1	3.30	konstant	1	1673.0	220.0	220.0	HE160A ✓

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

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		
Typ EG Gr	VK	g_l/r	p_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1		0.50	2.00	1.25		G1/Q1	✓

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

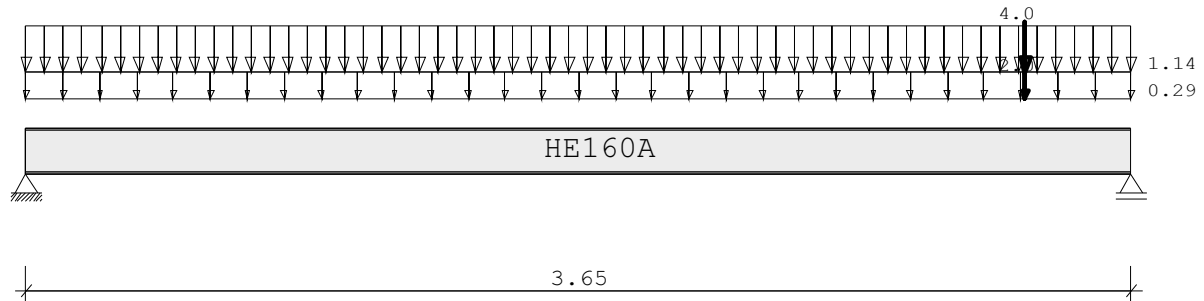
Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max p	min p	Vollast	max	min
1	1.53	4.13	0.00	5.66	5.66	1.53
2	1.53	4.13	0.00	5.66	5.66	1.53
Summe:	3.07	8.25	0.00	11.32	11.32	3.07



Pos. 2 RLT-Unterkonstruktion - Randquerträger

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 25



Durchlaufträger
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Nur Lastermittlung, keine Bemessung !

System	Länge	Querschnittswerte					
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)	
1	3.65	konstant	1	1673.0	220.0	220.0	HE160A

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
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		
Typ EG Gr	VK	g _L /r	p _L /r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1		0.50	2.00	0.57			
2	0.00	2.00	4.00	1.00	3.30	Faktor 0,57 = 1,13/2	'Q1 4 $G_3/Q_3 < 2,00/4,00 \text{ [kN]}$

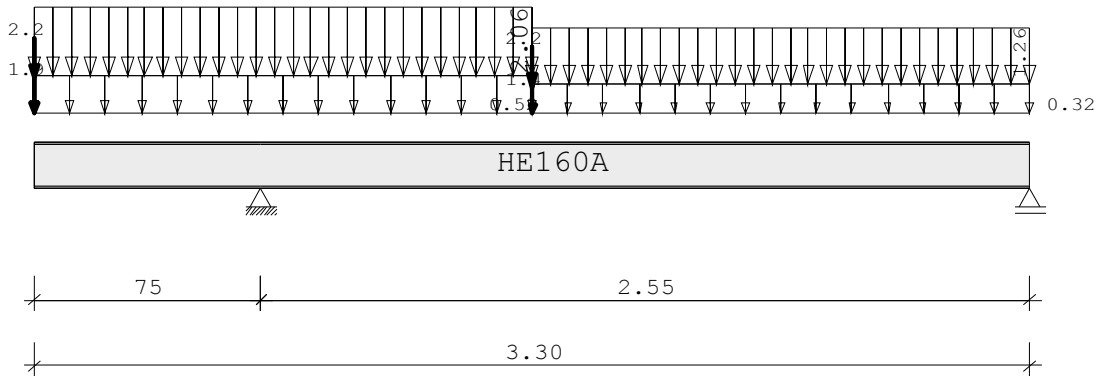
Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 78.5 kN/m³ berücksichtigt.

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max p	min p	Vollast	max	min
1	1.27	2.46	0.00	3.73	3.73	1.27
2	2.88	5.70	0.00	8.58	8.58	2.88
Summe:	4.15	8.16	0.00	12.31	12.31	4.15

Pos. 3 RLT-Unterkonstruktion - Querträger

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 25



Durchlaufträger
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Nur Lastermittlung, keine Bemessung !

System	Länge	Querschnittswerte					
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)	
1	2.55	konstant	1	1673.0	220.0	220.0	HE160A
Kragarm links	0.75	konstant	1	1673.0	220.0	220.0	HE160A

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
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		
Typ EG Gr	VK	g _L /r	p _L /r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
4	0.00	0.50	2.00	1.03	0.00	1.65	G1/Q1 Faktor 1,03 ~ (1,25+0,80)/2
4	0.00	0.50	2.00	0.63	1.65	1.65	G1/Q1 Faktor 0,63 ~ 1,25/2
2	0.00	1.90	2.20	1.00	0.00		5 G ₆ /Q ₆ = 1,90/2,20 [kN]
2	0.00	1.40	2.20	1.00	1.65	G7/Q7	

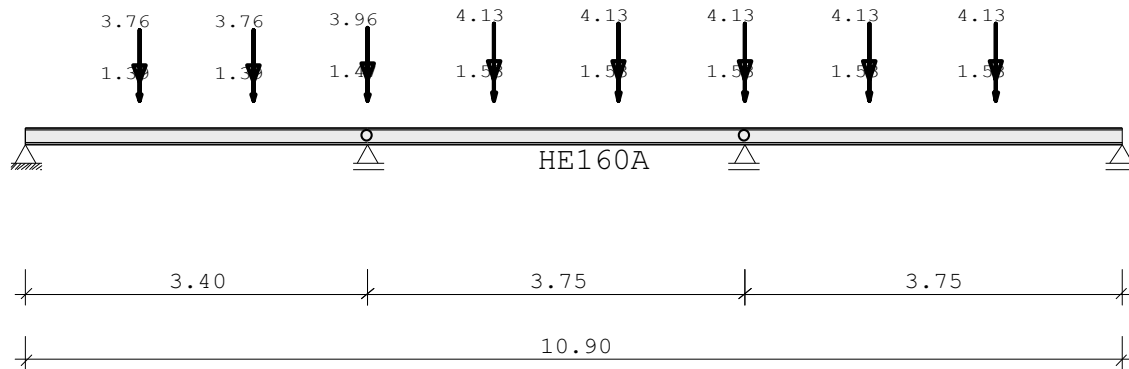
Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 78.5 kN/m³ berücksichtigt.

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max p	min p	Vollast	max	min
1	5.01	8.24	0.00	13.25	13.25	5.01
2	0.67	2.51	-0.87	2.30	3.18	-0.21
Summe:	5.67	10.75	-0.87	15.55	16.43	4.80

Pos. 4 RLT-Unterkonstruktion - Längsträger

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 75



Durchlaufträger über 3 Felder
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Nur Lastermittlung, keine Bemessung !

System	Länge	Querschnittswerte					
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)	
1	3.40	konstant	1	1673.0	220.0	220.0	HE160A
2	3.75	konstant	1	1673.0	220.0	220.0	HE160A
3	3.75	konstant	1	1673.0	220.0	220.0	HE160A

Gelenke : in Feld 2 bei x = 0.00 m
in Feld 3 bei x = 0.00 m

Trägerbezogene Lasten (kN,m)								
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			
Typ EG Gr	VK	g_l/r	p_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi	
2	0.00	1.53	4.13	0.91	1.13	Faktor 0,91	1	
2	0.00	1.53	4.13	0.91	2.27	~ 1,13/1,25	1	
2	0.00	1.53	4.13	0.96	3.40	Faktor 0,96	1	
2	0.00	1.53	4.13	1.00	4.65	~ (1,13+1,25) / (2x 1,25)	1	
2	0.00	1.53	4.13	1.00	5.90		1	$G_2/Q_2 = 1,53/4,13 \text{ [kN]}$
2	0.00	1.53	4.13	1.00	7.15		1	
2	0.00	1.53	4.13	1.00	8.40		1	
2	0.00	1.53	4.13	1.00	9.65		1	
Summe		12.24	33.04					

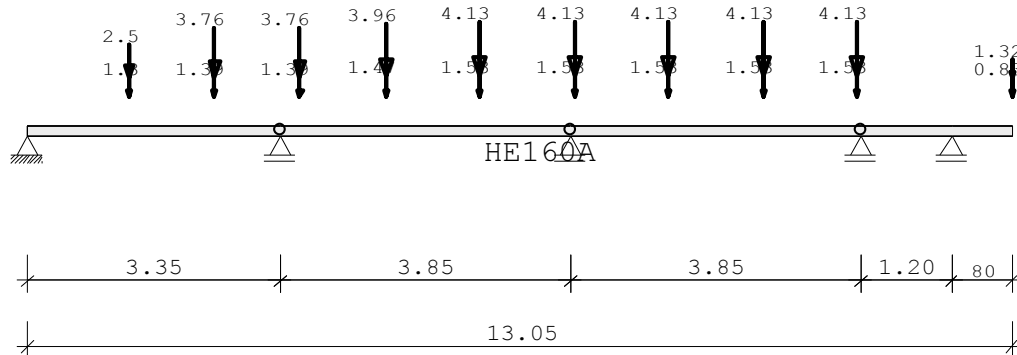
Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 78.5 kN/m³ berücksichtigt.

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max p	min p	Vollast	max	min
1	1.91	3.76	0.00	5.67	5.67	1.91
2	5.48	11.85	0.00	17.33	17.33	5.48
3	5.73	12.39	0.00	18.12	18.12	5.73
4	2.10	4.13	0.00	6.23	6.23	2.10
Summe:	15.22	32.13	0.00	47.35	47.35	15.22

Pos. 5 RLT-Unterkonstruktion - Längsträger

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 100



Durchlaufträger über 4 Felder
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Nur Lastermittlung, keine Bemessung !

System	Länge	Querschnittswerte					
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)	
1	3.35	konstant	1	1673.0	220.0	220.0	HE160A
2	3.85	konstant	1	1673.0	220.0	220.0	HE160A
3	3.85	konstant	1	1673.0	220.0	220.0	HE160A
4	1.20	konstant	1	1673.0	220.0	220.0	HE160A
Kragarm rechts	0.80	konstant	1	1673.0	220.0	220.0	HE160A
Gelenke : in Feld 2 bei x = 0.00 m in Feld 3 bei x = 0.00 m in Feld 4 bei x = 0.00 m							



Trägerbezogene Lasten (kN,m)								
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			
Typ EG Gr	VK	g_l/r	p_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi	
2	0.00	1.30	2.50	1.00	1.35	2	$G_4/Q_4 = 1,30/2,50 \text{ [kN]}$	
2	0.00	1.53	4.13	0.91	2.48	1		
2	0.00	1.53	4.13	0.91	3.62	1		
2	0.00	1.53	4.13	0.96	4.75	1		
2	0.00	1.53	4.13	1.00	6.00	1		
2	0.00	1.53	4.13	1.00	7.25	1		
2	0.00	1.53	4.13	1.00	8.50	1		
2	0.00	1.53	4.13	1.00	9.75	1		
2	0.00	1.53	4.13	1.00	11.00	1		
2	0.00	0.83	1.32	1.00	13.05	G5/Q5		
Summe		14.37	36.86					

$G_2/Q_2 = 1,53/4,13 \text{ [kN]}$



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

Auflagerkräfte						(kN)
Stütze	aus g	max p	min p	Vollast	max	min
1	1.65	2.47	0.00	4.11	4.11	1.65
2	5.36	11.10	0.00	16.46	16.46	5.36
3	5.92	12.80	0.00	18.72	18.72	5.92
4	3.19	8.26	-0.88	10.57	11.45	2.31
5	1.89	2.20	0.00	4.09	4.09	1.89
Summe:	18.01	36.83	-0.88	53.96	54.84	17.13





Massenermittlung Wände - AKK Aufstockung Reha-Gebäude

3.OG	Anzahl	L _x	L _y	h	ΔG _i	A _{ΔGi}		V _i	γ	Σ G _i	Σ G _i +ΔG _i
Pos.	[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ²]	[m ²]		[m ³]	[kN/m ³]	[kN]	[kN]
5.3.1	1	5,40	3,60	0,24			1,0	4,67	25,0	117	117
5.3.2	1	3,80	3,60	0,24			1,0	3,28	25,0	82	82
5.3.3	1	5,50	3,60	0,24			1,0	4,75	25,0	119	119
5.3.4	1	12,10	3,60	0,24			1,0	10,45	25,0	261	261
5.3.5	1	11,50	3,60	0,24			1,0	9,94	25,0	248	248
5.3.6	1	9,50	3,60	0,24			1,0	8,21	25,0	205	205
5.3.7	1	7,60	3,60	0,24			1,0	6,57	25,0	164	164
5.3.8	1	5,20	3,60	0,24			1,0	4,49	25,0	112	112
5.3.9	1	8,40	3,60	0,24			1,0	7,26	25,0	181	181
5.3.10	1	4,60	3,60	0,24			1,0	3,97	25,0	99	99
5.3.11/12	1	16,50	3,60	0,24			1,0	14,26	25,0	356	356
5.3.13	1	9,20	3,60	0,24	1,00	33,1	1,0	7,95	25,0	199	232
5.3.14	1	9,20	3,60	0,24	1,00	33,1	1,0	7,95	25,0	199	232
5.3.15	1	44,10	4,20	0,24	1,00	185,2	1,0	44,45	25,0	1111	1297
./ Fenster	-12	2,13	2,30	0,24	1,00	-58,8	1,0	-14,11	25,0	-353	-412
5.3.16	1	19,50	4,20	0,24	1,00	81,9	1,0	19,66	25,0	491	573
5.3.17	1	20,30	4,20	0,24	1,00	85,3	1,0	20,46	25,0	512	597
./ Fenster	-5	2,13	2,30	0,24	1,00	-24,5	1,0	-5,88	25,0	-147	-171
5.3.18	1	10,80	4,20	0,24	1,00	45,4	1,0	10,89	25,0	272	318
./ Fenster	-3	2,13	2,30	0,24	1,00	-14,7	1,0	-3,53	25,0	-88	-103
5.3.19	1	15,80	4,20	0,24			1,0	15,93	25,0	398	398
							1,0	0,00		0	0
Summen						366,0		181,6		4.540	4.906



2.OG	Anzahl	L _x	L _y	h	ΔG _i	A _{ΔGi}		V _i	γ	Σ G _i	Σ G _i +ΔG _i
Pos.	[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ²]	[m ²]		[m ³]	[kN/m ³]	[kN]	[kN]
5.2.1	1	5,40	3,60	0,24			1,0	4,67	25,0	117	117
5.2.2	1	3,80	3,60	0,24			1,0	3,28	25,0	82	82
5.2.3	1	5,50	3,60	0,24			1,0	4,75	25,0	119	119
5.2.4	1	12,10	3,60	0,24			1,0	10,45	25,0	261	261
5.2.5	1	11,50	3,60	0,24			1,0	9,94	25,0	248	248
5.2.6	1	9,50	3,60	0,24			1,0	8,21	25,0	205	205
5.2.7	1	7,60	3,60	0,24			1,0	6,57	25,0	164	164
5.2.7	1	5,20	3,60	0,24			1,0	4,49	25,0	112	112
5.2.9	1	8,40	3,60	0,24			1,0	7,26	25,0	181	181
5.2.10	1	4,60	3,60	0,24			1,0	3,97	25,0	99	99
5.2.11/12	1	16,50	3,60	0,24			1,0	14,26	25,0	356	356
5.2.13	1	9,20	3,60	0,24	1,00	33,1	1,0	7,95	25,0	199	232
5.2.14	1	9,20	3,60	0,24	1,00	33,1	1,0	7,95	25,0	199	232
5.2.15	1	44,10	3,60	0,24	1,00	158,8	1,0	38,10	25,0	953	1111
./ Fenster	-12	2,13	2,16	0,24	1,00	-55,2	1,0	-13,25	25,0	-331	-386
5.2.16	1	19,50	3,60	0,24	1,00	70,2	1,0	16,85	25,0	421	491
5.2.17	1	20,30	3,60	0,24	1,00	73,1	1,0	17,54	25,0	438	512
./ Fenster	-5	2,13	2,16	0,24	1,00	-23,0	1,0	-5,52	25,0	-138	-161
5.2.18	1	10,80	3,60	0,24	1,00	38,9	1,0	9,33	25,0	233	272
./ Fenster	-3	2,13	2,30	0,24	1,00	-14,7	1,0	-3,53	25,0	-88	-103
5.2.19	1	15,80	3,60	0,24			1,0	13,65	25,0	341	341
5.2.20	1	5,30	3,60	0,24			1,0	4,58	25,0	114	114
							1,0	0,00		0	0
Summen						314,2		171,5		4.287	4.602



Pos. 3.3.1 Stahlbetondecke h=28 / 25 cm über 3.OG – Achse B1-D1/9-10

1. Statisches System

→ Siehe FEM-Berechnung folgende Seiten

Für die statischen Nachweise im Rahmen der Bemessung des neuen Deckenbereiches, als Erweiterung der vorhandenen Dachdecke über dem Treppenhaus, wird für die Bemessung auf der sicheren Seite liegend entlang der Arbeitsfuge ein „freier“ Deckenrand angenommen, ohne Übertragung von Biegemomenten und Querkräften. Tatsächlich wird der neue Deckenbereich über eingeklebte Anschlussbewehrung konstruktiv an die Bestandsdecke angeschlossen, um Verformungsdifferenzen zu vermeiden. ✓

Die Decke der Aufzugüberfahrt wird im FEM-System der Pos. 3.3.1 mitgeneriert und gegenüber der tiefer liegenden Dachdecke über Momenten-Gelenke entlang der Wandauflager entkoppelt ($M=0$ kNm/m bzw. keine Durchlaufwirkung) → siehe Pos. 3.3.1.1. ✓

Baustoffe

- Betonfestigkeit: C 25/30
- Expositionsklassen: XC3, WO (oben) (Dachdecke / oberseitige Abdichtung)
XC1, WO (unten)
- Zulässige Rissbreiten: $w_k = 0,30$ mm (Dachdecke / oberseitig)
 $w_k = 0,40$ mm (Innenbauteil / unterseitig)
- Betondeckung: $c_{nom} = 35$ mm
- Bewehrung: B500 A oder B ✓

2. Belastung

→ Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen

Einwirkende Lasten

		G	Q
• Eigengewicht:	→ wird programmintern generiert	$G = 7,00$	[kN/m ²]
• Aufzugsschacht (Pos. 3.3.1.1):		$G = 6,25$	[kN/m ²]
• Ausbau- und Nutzflächenlasten:		$G_1 / Q_1 = 3,85 /$	$2,00$ [kN/m ²]
• Stb.-Attika Pos. 3.3.1.2 (incl. Fassade):	$G_2 = (0,24 \cdot 25 + 1,00) \cdot 1,92 \sim$	$13,50$	[kN/m]
• Nutzlast Aufzugsschacht*:		$Q_2 =$	$10,00$ [kN/m ²] ✓

* Da derzeit noch keine konkreten Lastangaben aus der Aufzugsanlage vorliegen, wird für die Decke über dem neuen Aufzugsschacht zunächst eine Nutzflächenlast von 10 kN/m² angesetzt. Bei einer Grundfläche des Aufzugs von 8,5 m² entspricht dies einer Gesamtlast von 85 kN. Die Deckenbemessung ist ggf. zu einem späteren Zeitpunkt, sobald die Lastangaben vorliegen, nochmals zu überprüfen. ✓

Eingabelastfälle

- LF1 Ständige Lasten (Eigengewicht der Konstruktion) G
- LF2 Ständige Lasten (Ausbaulasten) G_1 , G_2
- LF3 bis LF5 Veränderliche Lasten (Nutzlasten) Q_1 , Q_2 ✓

Ergebnislastfälle

- LF 1001 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ($E_{d,perm}$) im Zustand II (gerissen)
- LF 1400 ff. Einwirkungskombination Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) Zustand I
- LF 2100 ff. Einwirkungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)
- LF 3100 ff. Lastfallüberlagerung Summe der ständigen Lasten G_k
- LF 4100 ff. Lastfallüberlagerung Summe der veränderlichen Lasten Q_k ✓

3. Schnittgrößen und Bemessung

Auflagerkräfte und Deckenverformungen

→ Siehe Ausgabe der FEM-Berechnung folgende Seiten

Biegebemessung

→ Siehe FEM-Berechnung folgende Seiten

- Grundbewehrung: $\varnothing 10/10$ # obere + unter Lage (7,85 cm²/m)
- Bewehrungszulagen: → siehe Ausgabe der FEM-Berechnung folgende Seiten ✓

Nachweis zur Begrenzung der Rissbreite infolge Hydratation

→ Siehe gesonderte Berechnung Abschnitt „Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite“

- Grundbewehrung $\varnothing 10/10$ #: $w_k = 0,30 \text{ mm} = w_{k,zul}$ ($h = 28 \text{ cm} / \text{XC3}$) ✓

Querkraftbemessung (Decke h = 28 cm)

- Aufnehmbare Querkraft ohne Querkraftbewehrung (DIN EN 1992-1-1/NA, 6.2.2) für $d = 23 \text{ cm}$:

$$\text{Bewehrungsgrad: } \rho_l = A_{sl} / d = 7,85 / 23 = 0,34 \% < 2,0 \%$$

$$\text{Beiwert: } k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/230} = 1,93 < 2,0$$

$$\rightarrow v_{min} = (0,0525/\gamma_c) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = (0,0525/1,5) \cdot 1,93^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,469$$

$$(\text{Gl. 6.2a}): v_{Rd,c} = 0,15/1,5 \cdot 1,93 \cdot (0,34 \cdot 25)^{1/3} \cdot 1,00 \cdot 0,23 \cdot 10^3 \sim 91 \text{ kN/m}$$

$$(\text{Gl. 6.2b}): v_{Rd,c} = 0,469 \cdot 1,00 \cdot 0,23 \cdot 10^3 \sim \mathbf{108 \text{ kN/m}}$$
 (Mindestwert maßgebend)

→ Querkraftbewehrung siehe Ausgabe der FEM-Berechnung folgende Seiten ✓

Querkraftbemessung (Decke h = 25 cm) – Pos. 3.3.1.1

- Aufnehmbare Querkraft ohne Querkraftbewehrung (DIN EN 1992-1-1/NA, 6.2.2) für $d = 20 \text{ cm}$:

$$\text{Bewehrungsgrad: } \rho_l = A_{sl} / d = 7,85 / 20 = 0,39 \% < 2,0 \%$$

$$\text{Beiwert: } k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/200} = 2,00 = \text{max. } k$$

$$\rightarrow v_{min} = (0,0525/\gamma_c) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = (0,0525/1,5) \cdot 2,00^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,495$$

$$(\text{Gl. 6.2a}): v_{Rd,c} = 0,15/1,5 \cdot 2,00 \cdot (0,39 \cdot 25)^{1/3} \cdot 1,00 \cdot 0,20 \cdot 10^3 = 85 \text{ kN/m}$$

$$(\text{Gl. 6.2b}): v_{Rd,c} = 0,495 \cdot 1,00 \cdot 0,20 \cdot 10^3 = \mathbf{99 \text{ kN/m}}$$
 (Mindestwert maßgebend)

→ Querkraftbewehrung siehe Ausgabe der FEM-Berechnung folgende Seiten ✓

Nachweise der Tragfähigkeit gegen Durchstanzen

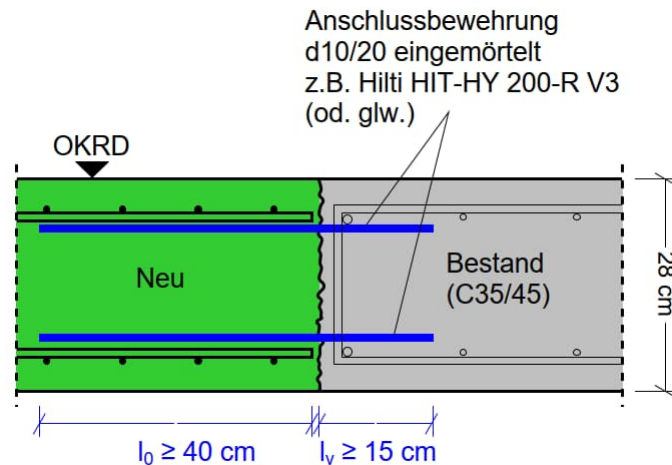
→ Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Konstruktiver Anschluss zur Bestandsdecke

- Gewählt: $\varnothing 10/20$ obere + unter Lage
stirnseitig entlang des Bestandsdeckenrandes eingemörtelt

z.B. Hilti HIT-HY 200-R V3 (od. glw.)

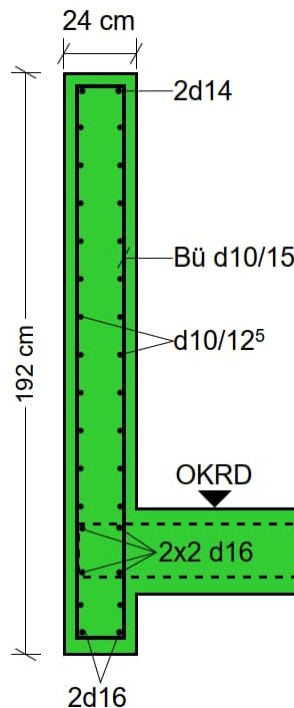
Die Anschlussfuge ist vor dem Betonieren aufzurauen (Zuschlagstoffe freilegen) und vorzunässen.



4. Stahlbeton-Attika $b/h = 24/192$ cm (nicht tragend) – Pos. 3.3.1.2

Die Stahlbeton-Attika entlang des freien Deckenrandes (Achse B1) zwischen dem neuen Aufzug und der Wand in Achse 10 wird als nichttragendes Bauteil unter konstruktiven Aspekten bewehrt.

→ Bewehrung gewählt ohne genaueren Nachweis



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Materialien

Norm

EuroNorm: DIN EN 1992-1-1:2004 (NA:2013) Stahlbeton- und Spannbetontragwerke (Germany) V 2023

EuroNorm: DIN EN 1996-1-1:2005 (NA:2019) Mauerwerksbauten

Schneelastzone : 1

Materialien

Mat	Materialbezeichnung
1	C 35/45 N (EN 1992)
2	B 500 A (EN 1992)
3	C 25/30 N (EN 1992)
4	KS(NA.6) 12 IIa (EN 1996)



Mat 1 C 35/45 N (EN 1992)

Elastizitätsmodul	E	34077	[MPa]	Materialsicherheit	1.50	[-]
Querdehnzahl	μ	0.20	[-]	Rechenfestigkeit ¹ f _c	29.75	[MPa]
Schubmodul	G	14199	[MPa]	Nennfestigkeit f _{ck}	35.00	[MPa]
Kompressionsmodul	K	18932	[MPa]	Zugfestigkeit f _{ctm}	3.21	[MPa]
Nominelle Wichte	γ	25.0	[kN/m ³]	Zugfestigkeit f _{ctk,05}	2.25	[MPa]
Rohdichte	ρ	2400.0	[kg/m ³]	Zugfestigkeit f _{ctk,95}	4.17	[MPa]
Ausdehnungskoeffizient	α	1.00E-05	[1/K]	Verbundspannung f _{bd}	3.37	[MPa]
				Gebrauchsfestigkeit f _{cm}	43.00	[MPa]
				Ermüdungsfestigkeit f _{cd,fat}	17.06	[MPa]
				Zugfestigkeit f _{ctd}	1.27	[MPa]
				Zugbruchenergie G _f	0.14	[N/mm]

¹ f_c = f_{ck} * α -cc

Arbeitslinie Gebrauchszustand	ϵ [o/oo]	σ -m[MPa]	E-t[MPa]
wird nur innerhalb des definierten	0.000	0.00	35781
Dehnungsbereichs angewendet	-0.562	-17.99	28179
	-1.123	-31.50	19765
	-1.685	-40.02	10420
	-2.246	-43.00	0
	-3.500	-26.18	-28065
		Materialsicherheit	1.50

Arbeitslinie Bruchzustand	ϵ [o/oo]	σ -u[MPa]	E-t[MPa]
wird nur innerhalb des definierten	0.000	0.00	29750
Dehnungsbereichs angewendet	-2.000	-29.75	0
	-3.500	-29.75	0
		Materialsicherheit	1.50

Arbeitslinie rechner.Mittelwerte	ϵ [o/oo]	σ -r[MPa]	E-t[MPa]
wird nur innerhalb des definierten	0.000	0.00	35781
Dehnungsbereichs angewendet	-0.562	-12.31	12892
	-1.123	-17.10	5273
	-1.685	-18.98	1837
	-2.246	-19.45	0
	-3.500	-18.05	-1929
		Materialsicherheit	(1.30)

Mat 2 B 500 A (EN 1992)

Elastizitätsmodul	E	200000	[MPa]	Materialsicherheit	1.15	[-]
Querdehnzahl	μ	0.30	[-]	Fließgrenze f _y	500.00	[MPa]
Schubmodul	G	76923	[MPa]	Druckfließgrenze f _{yc}	500.00	[MPa]
Kompressionsmodul	K	166667	[MPa]	Zugfestigkeit f _t	525.00	[MPa]
Nominelle Wichte	γ	78.5	[kN/m ³]	Druckfestigkeit f _c	525.00	[MPa]
Rohdichte	ρ	7850.0	[kg/m ³]	Bruchdehnung	25.00	[o/oo]
Ausdehnungskoeffizient	α	1.20E-05	[1/K]	Verbundwert relativ	1.00	[-]
max. Erzeugnisdicke	t-max	32.00	[mm]	Verbundwert k ₁ (EN1992)k ₁	0.80	[-]
				Verfestigungsmodul E _h	0.00	[MPa]
				Proportionalitätsgrenzef _p	500.00	[MPa]

21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Materialien

Mat 2 B 500 A (EN 1992)

		Proportionalitätsgrenzefp	500.00	[MPa]
		Schwingbreite σ -dyn	152.17	[MPa]

Arbeitslinie Gebrauchszustand	ϵ [o/oo]	σ -m[MPa]	E-t[MPa]
wird außerhalb des definierten	1000.000	525.00	0
Dehnungsbereichs fortgesetzt	25.000	525.00	0
	2.500	500.00	1111
	0.000	0.00	200000
	-2.500	-500.00	1111
	-25.000	-525.00	0
	-1000.000	-525.00	0
	Materialsicherheit		1.15

Arbeitslinie Bruchzustand	ϵ [o/oo]	σ -u[MPa]	E-t[MPa]
wird außerhalb des definierten	1000.000	456.52	0
Dehnungsbereichs fortgesetzt	25.000	456.52	0
	2.174	434.78	952
	0.000	0.00	200000
	-2.174	-434.78	952
	-25.000	-456.52	0
	-1000.000	-456.52	0
	Materialsicherheit		(1.15)

Arbeitslinie rechner.Mittelwerte	ϵ [o/oo]	σ -r[MPa]	E-t[MPa]
wird außerhalb des definierten	1000.000	444.23	0
Dehnungsbereichs fortgesetzt	25.000	444.23	0
	2.115	423.08	924
	0.000	0.00	200000
	-2.115	-423.08	924
	-25.000	-444.23	0
	-1000.000	-444.23	0
	Materialsicherheit		(1.30)

Mat 3 C 25/30 N (EN 1992)

Elastizitätsmodul	E	31476	[MPa]	Materialsicherheit	1.50	[-]
Querdehnzahl	μ	0.20	[-]	Rechenfestigkeit ¹	fc	21.25 [MPa]
Schubmodul	G	13115	[MPa]	Nennfestigkeit	fck	25.00 [MPa]
Kompressionsmodul	K	17487	[MPa]	Zugfestigkeit	fctm	2.56 [MPa]
Nominelle Wichte	γ	25.0	[kN/m3]	Zugfestigkeit	fctk,05	1.80 [MPa]
Rohdichte	ρ	2400.0	[kg/m3]	Zugfestigkeit	fctk,95	3.33 [MPa]
Ausdehnungskoeffizient	α	1.00E-05	[1/K]	Verbundspannung	fbd	2.69 [MPa]
				Gebrauchsfestigkeit	fcm	33.00 [MPa]
				Ermüdungsfestigkeit	fcd,fat	12.75 [MPa]
				Zugfestigkeit	fctd	1.02 [MPa]
				Zugbruchenergie	Gf	0.14 [N/mm]

¹ $f_c = f_{ck} * \alpha_{cc}$

Arbeitslinie Gebrauchszustand	ϵ [o/oo]	σ -m[MPa]	E-t[MPa]
wird nur innerhalb des definierten	0.000	0.00	33050
Dehnungsbereichs angewendet	-0.517	-14.77	24122
	-1.035	-25.04	15658
	-1.552	-31.04	7627
	-2.069	-33.00	0
	-3.500	-18.95	-19203
	Materialsicherheit		1.50

Arbeitslinie Bruchzustand	ϵ [o/oo]	σ -u[MPa]	E-t[MPa]
wird nur innerhalb des definierten	0.000	0.00	21250
Dehnungsbereichs angewendet	-2.000	-21.25	0
	-3.500	-21.25	0

21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
 Materialien

Arbeitslinie Bruchzustand	ϵ [o/oo]	σ -u[MPa]	E-t[MPa]
	-3.500	-21.25	0
	Materialsicherheit		1.50

Arbeitslinie rechner.Mittelwerte	ϵ [o/oo]	σ -r[MPa]	E-t[MPa]
wird nur innerhalb des definierten	0.000	0.00	33050
Dehnungsbereichs angewendet	-0.517	-9.38	9505
	-1.035	-12.48	3538
	-1.552	-13.62	1172
	-2.069	-13.89	0
	-3.500	-12.78	-1297
	Materialsicherheit		(1.30)



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Berechnung von Schnittkräften

Lastfall 1 (G) Eigengewicht

Faktor P und M Lasten		1.000	
Faktor Eigengewicht	EG-ZZ	1.000	
Teilsicherheitsbeiwert ungünstig		1.350	✓
Teilsicherheitsbeiwert günstig		1.000	
Kombinationsbeiwert	ψ_0	1.000 (selten)	
Kombinationsbeiwert	ψ_{1inf}	1.000 (nicht-häufig)	
Kombinationsbeiwert	ψ_1	1.000 (häufig)	
Kombinationsbeiwert	ψ_2	1.000 (quasi-ständig)	

Lastfall 2 (G) Ständige Lasten G

Faktor P und M Lasten		1.000	
Teilsicherheitsbeiwert ungünstig		1.350	✓
Teilsicherheitsbeiwert günstig		1.000	
Kombinationsbeiwert	ψ_0	1.000 (selten)	
Kombinationsbeiwert	ψ_{1inf}	1.000 (nicht-häufig)	
Kombinationsbeiwert	ψ_1	1.000 (häufig)	
Kombinationsbeiwert	ψ_2	1.000 (quasi-ständig)	

Lastfall 3 (Q_B) Veränderliche Last Q

Faktor P und M Lasten		1.000	
Teilsicherheitsbeiwert ungünstig		1.500	✓
Teilsicherheitsbeiwert günstig		0.000	
Kombinationsbeiwert	ψ_0	0.700 (selten)	
Kombinationsbeiwert	ψ_{1inf}	1.000 (nicht-häufig)	
Kombinationsbeiwert	ψ_1	0.500 (häufig)	
Kombinationsbeiwert	ψ_2	0.300 (quasi-ständig)	

Lastfall 4 (Q_B) Veränderliche Last Q

Faktor P und M Lasten		1.000	
Teilsicherheitsbeiwert ungünstig		1.500	✓
Teilsicherheitsbeiwert günstig		0.000	
Kombinationsbeiwert	ψ_0	0.700 (selten)	
Kombinationsbeiwert	ψ_{1inf}	1.000 (nicht-häufig)	
Kombinationsbeiwert	ψ_1	0.500 (häufig)	
Kombinationsbeiwert	ψ_2	0.300 (quasi-ständig)	

Lastfall 5 (Q_B) Veränderliche Last Q

Faktor P und M Lasten		1.000	
Teilsicherheitsbeiwert ungünstig		1.500	✓
Teilsicherheitsbeiwert günstig		0.000	
Kombinationsbeiwert	ψ_0	0.700 (selten)	
Kombinationsbeiwert	ψ_{1inf}	1.000 (nicht-häufig)	
Kombinationsbeiwert	ψ_1	0.500 (häufig)	
Kombinationsbeiwert	ψ_2	0.300 (quasi-ständig)	

Summe der Auflagerkräfte und Lasten

Lastfall	$\Sigma(\text{Reaktionen})$			Bezeichnung
	X[kN]	Y[kN]	Z[kN]	
	$\Sigma(\text{Lasten})$			
1	0.0	0.0	-594.5	Eigengewicht
	0.0	0.0	594.5	
2	0.0	0.0	-379.5	Ständige Lasten G
	0.0	0.0	379.5	
3	0.0	0.0	-245.6	Veränderliche Last Q
	0.0	0.0	245.6	
4	0.0	0.0	-21.9	Veränderliche Last Q
	0.0	0.0	21.9	
5	0.0	0.0	-62.5	Veränderliche Last Q
	0.0	0.0	62.5	



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Berechnung von Schnittkräften

Summe der Auflagerkräfte und Lasten

Lastfall	$\Sigma(\text{Reaktionen})$			Bezeichnung
	X[kN]	Y[kN]	Z[kN]	
	$\Sigma(\text{Lasten})$			
	0.0	0.0	62.5	



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus

Norm

EuroNorm: DIN EN 1990:2002 (NA:2012) Grundlagen der Tragwerksplanung (Germany) V 2023

Kombinationsvorschrift Nummer 1

Summe G (char.)

Lastfallauswahl

Nummer	Fakt	Typ	Bezeichnung
1	1.00	PERM	Eigengewicht
2	1.00	PERM	Ständige Lasten G
Fakt Faktor für Lastfall			
Typ Lastfalltyp			
PERM ständige Last einwirkungsweise			

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
3167	1	MAX-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
3168	1	MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus

Norm

EuroNorm: DIN EN 1990:2002 (NA:2012) Grundlagen der Tragwerksplanung (Germany) V 2023

Kombinationsvorschrift Nummer 2

Summe Q (char.)

Lastfallauswahl

Nummer	Fakt	Typ	Bezeichnung
3	1.00	PERM	Veränderliche Last Q
4	1.00	PERM	Veränderliche Last Q
5	1.00	PERM	Veränderliche Last Q
Fakt Faktor für Lastfall			
Typ Lastfalltyp			
PERM ständige Last einwirkungsweise			

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
4167	2	MAX-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
4168	2	MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus

Norm

EuroNorm: DIN EN 1990:2002 (NA:2012) Grundlagen der Tragwerksplanung (Germany) V 2023

Kombinationsvorschrift Nummer 100

Rissweite

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									Bezeichnung	
		γ-u	γ-f	γ-a	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂	ψ ₁ inf				
	LF								Fakt	Typ		
G	G	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			Eigengewicht	
	1								1.00	PERM	Eigengewicht	
	2								1.00	PERM	Ständige Lasten G	
Q_B	Q	1.00	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00			Nutzlast Büros Kat. B	
	3								1.00	COND	Veränderliche Last Q	
	4								1.00	COND	Veränderliche Last Q	
	5								1.00	COND	Veränderliche Last Q	
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 , ψ ₁ inf	Kombinationsbeiwerte									COND	bedingte Last	
LF	Lastfallnummer											

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
1101	100	MAXP-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1102	100	MINP-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1103	100	MAXP-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1104	100	MINP-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1105	100	MAXP-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1106	100	MINP-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1107	100	MAXP-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1108	100	MINP-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1109	100	MAXP-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1110	100	MINP-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1101	100	MAXP-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1102	100	MINP-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1103	100	MAXP-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1104	100	MINP-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1105	100	MAXP-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1106	100	MINP-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1107	100	MAXP-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1108	100	MINP-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1109	100	MAXP-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1110	100	MINP-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus

Norm

EuroNorm: DIN EN 1990:2002 (NA:2012) Grundlagen der Tragwerksplanung (Germany) V 2023

Kombinationsvorschrift Nummer 101

Durchbiegungen

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									Bezeichnung
		γ-u	γ-f	γ-a	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂	ψ ₁ inf			
	LF								Fakt	Typ	
G	G	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			Eigengewicht
	1								1.00	PERM	Eigengewicht
	2								1.00	PERM	Ständige Lasten G
Q_B	Q	1.00	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00			Nutzlast Büros Kat. B
	3								1.00	COND	Veränderliche Last Q
	4								1.00	COND	Veränderliche Last Q
	5								1.00	COND	Veränderliche Last Q
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 , ψ ₁ inf		Kombinationsbeiwerte							COND	bedingte Last	
LF		Lastfallnummer									

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
1475	101	MAXP-UZ KNOT Knotenverschiebungen
1476	101	MINP-UZ KNOT Knotenverschiebungen
1477	101	MAXP-URX KNOT Knotenverschiebungen
1478	101	MINP-URX KNOT Knotenverschiebungen
1479	101	MAXP-URY KNOT Knotenverschiebungen
1480	101	MINP-URY KNOT Knotenverschiebungen



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus

Norm

EuroNorm: DIN EN 1990:2002 (NA:2012) Grundlagen der Tragwerksplanung (Germany) V 2023

Kombinationsvorschrift Nummer 104

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

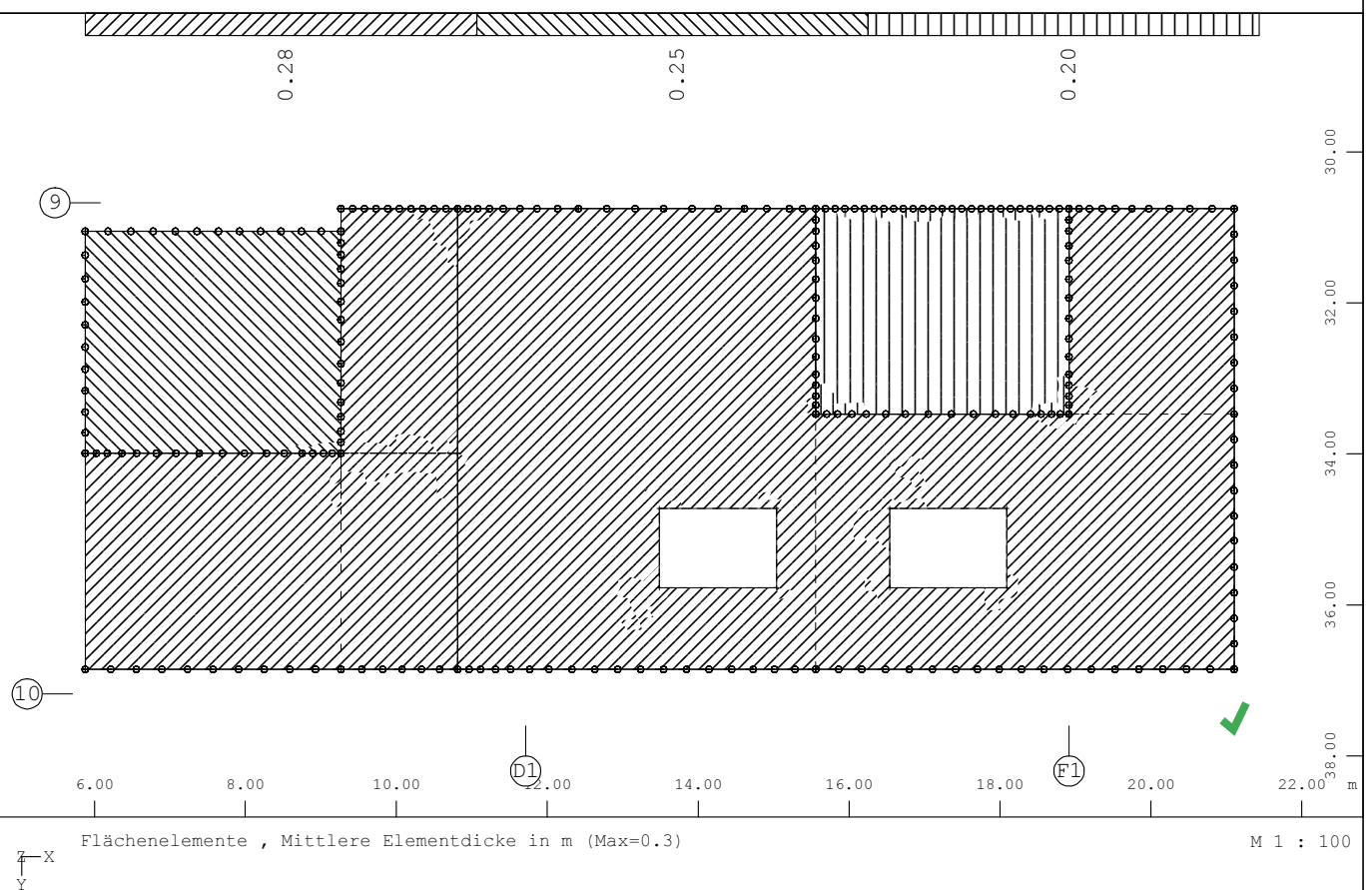
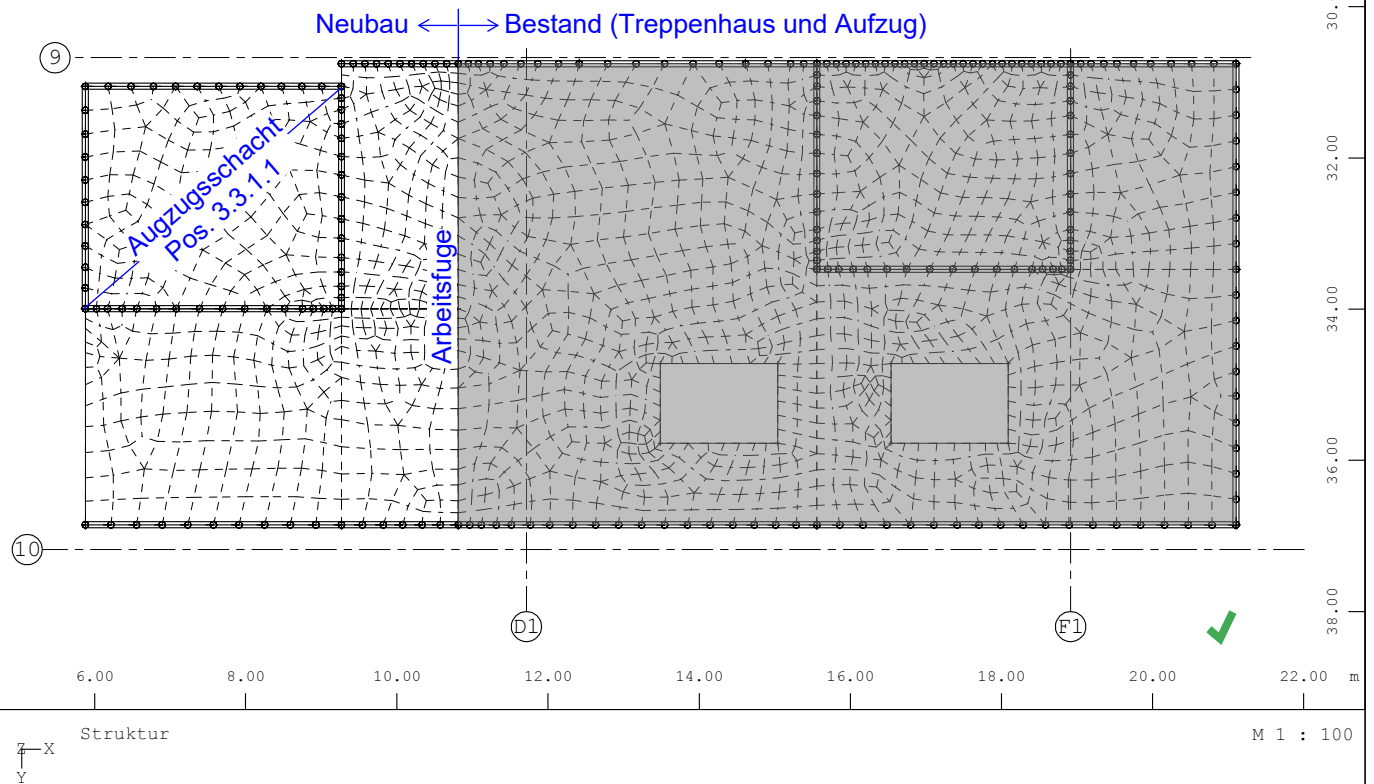
Lastfallauswahl und Einwirkungen

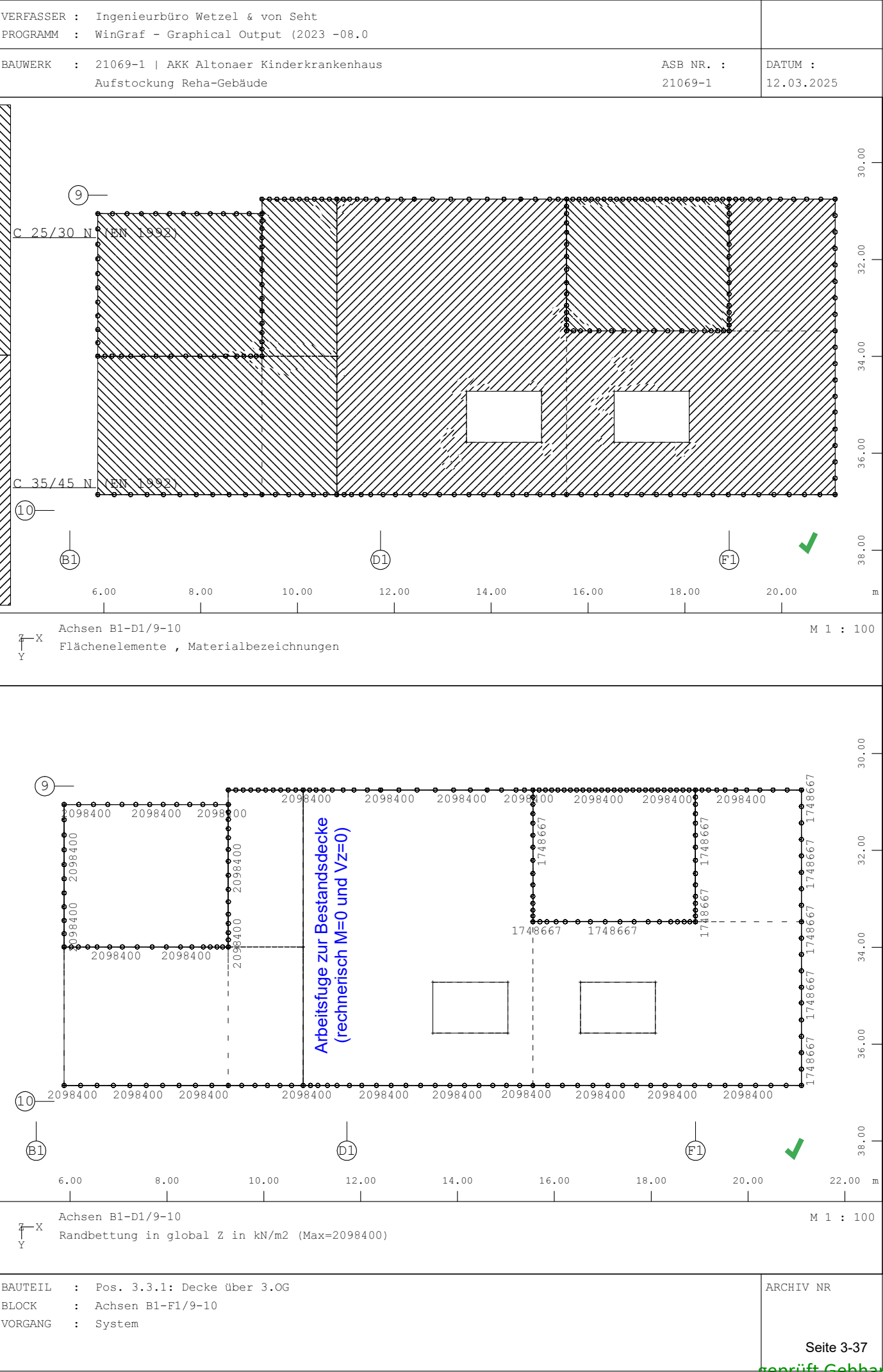
Act	Part	Überlagerungsfaktoren							Fakt	Typ	Bezeichnung
		$\gamma-u$	$\gamma-f$	$\gamma-a$	ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_{1inf}			
G	G	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	PERM	Eigengewicht
	1								1.00	PERM	Eigengewicht
	2								1.00	PERM	Ständige Lasten G
Q_B	Q	1.50	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00			Nutzlast Büros Kat. B
	3								1.00	COND	Veränderliche Last Q
	4								1.00	COND	Veränderliche Last Q
	5								1.00	COND	Veränderliche Last Q
Act	Einwirkung								Fakt	Faktor für Lastfall	
Part	Einteilung der Einwirkung								Typ	Lastfalltyp	
$\gamma-u, \gamma-f, \gamma-a$	Teilsicherheitsfaktoren ungünstig/günstig/außergewöhnlich								PERM	ständige Last einwirkungsweise	
$\psi_0, \psi_1, \psi_2, \psi_{1inf}$	Kombinationsbeiwerte								COND	bedingte Last	
LF	Lastfallnummer										

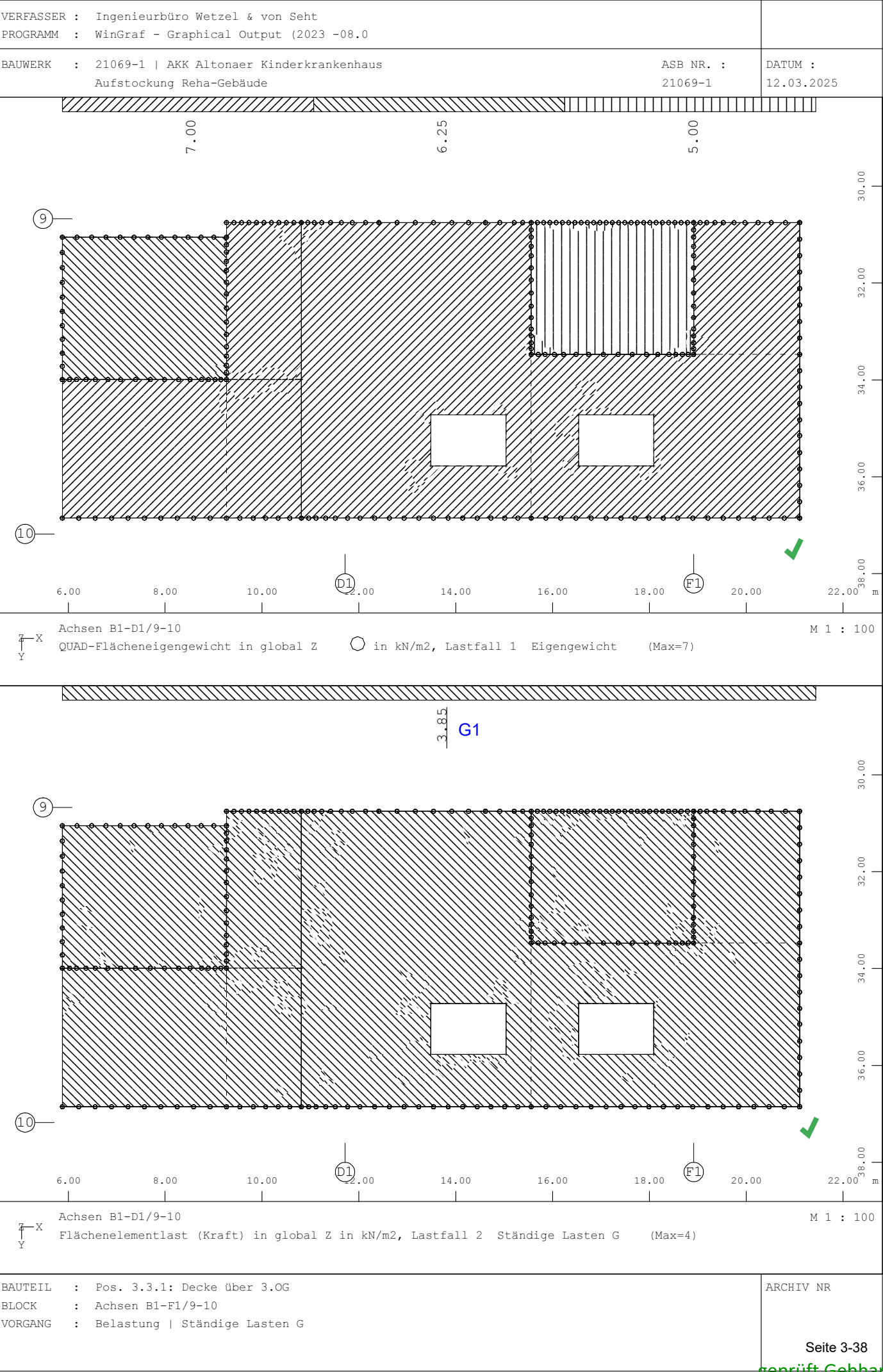
Erzeugte Lastfälle

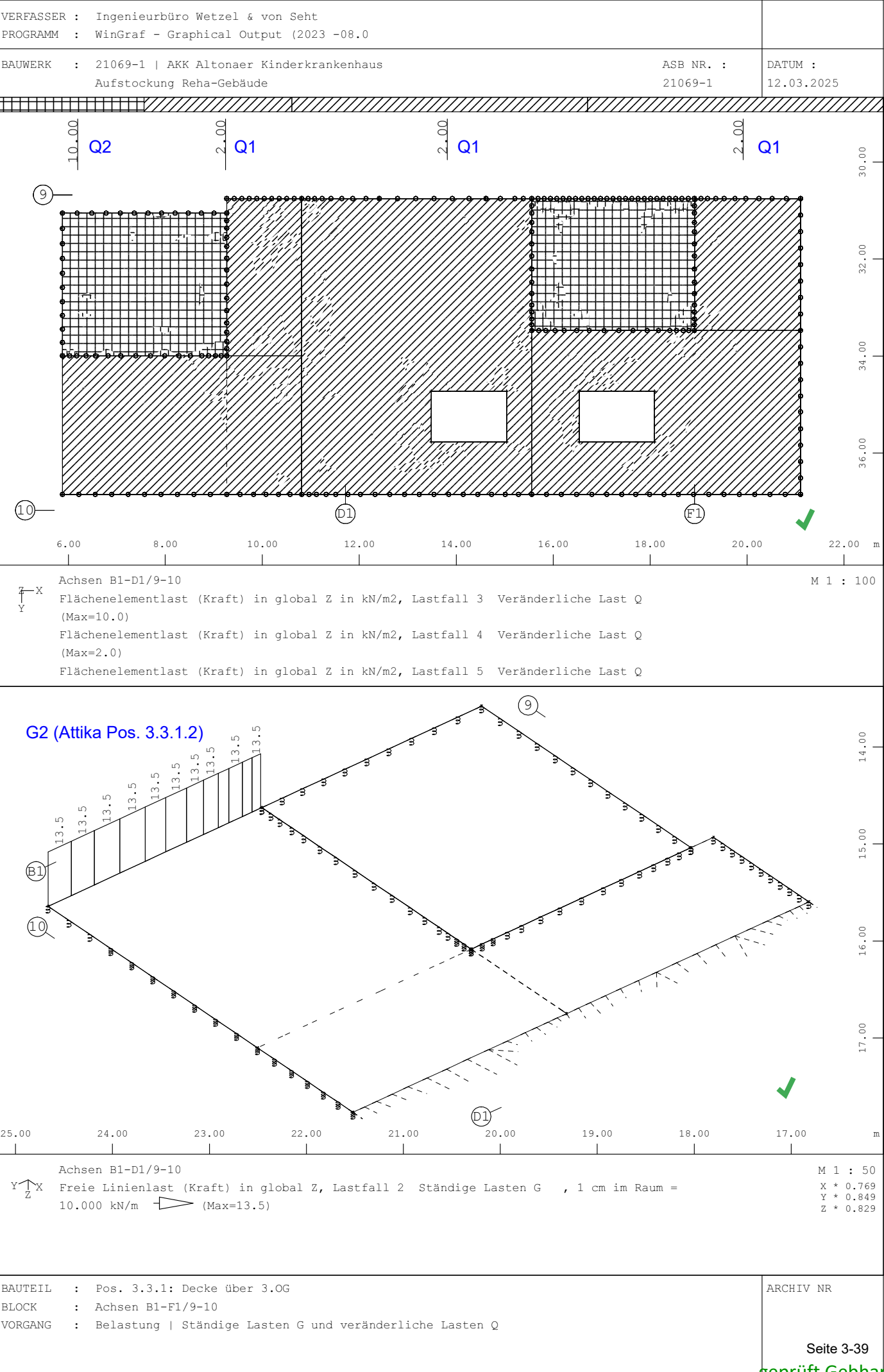
Nummer	Kombination	Bezeichnung
2155	104	MAX-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2156	104	MIN-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2157	104	MAX-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2158	104	MIN-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2159	104	MAX-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2160	104	MIN-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2167	104	MAX-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
2168	104	MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
2169	104	MAX-M RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
2170	104	MIN-M RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
2101	104	MAX-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2102	104	MIN-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2103	104	MAX-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2104	104	MIN-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2105	104	MAX-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2106	104	MIN-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2107	104	MAX-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2108	104	MIN-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2109	104	MAX-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2110	104	MIN-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2101	104	MAX-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
2102	104	MIN-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
2103	104	MAX-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2104	104	MIN-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2105	104	MAX-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2106	104	MIN-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2107	104	MAX-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
2108	104	MIN-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
2109	104	MAX-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2110	104	MIN-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten











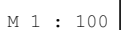
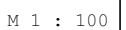


Auflagerkräfte und Verformungen

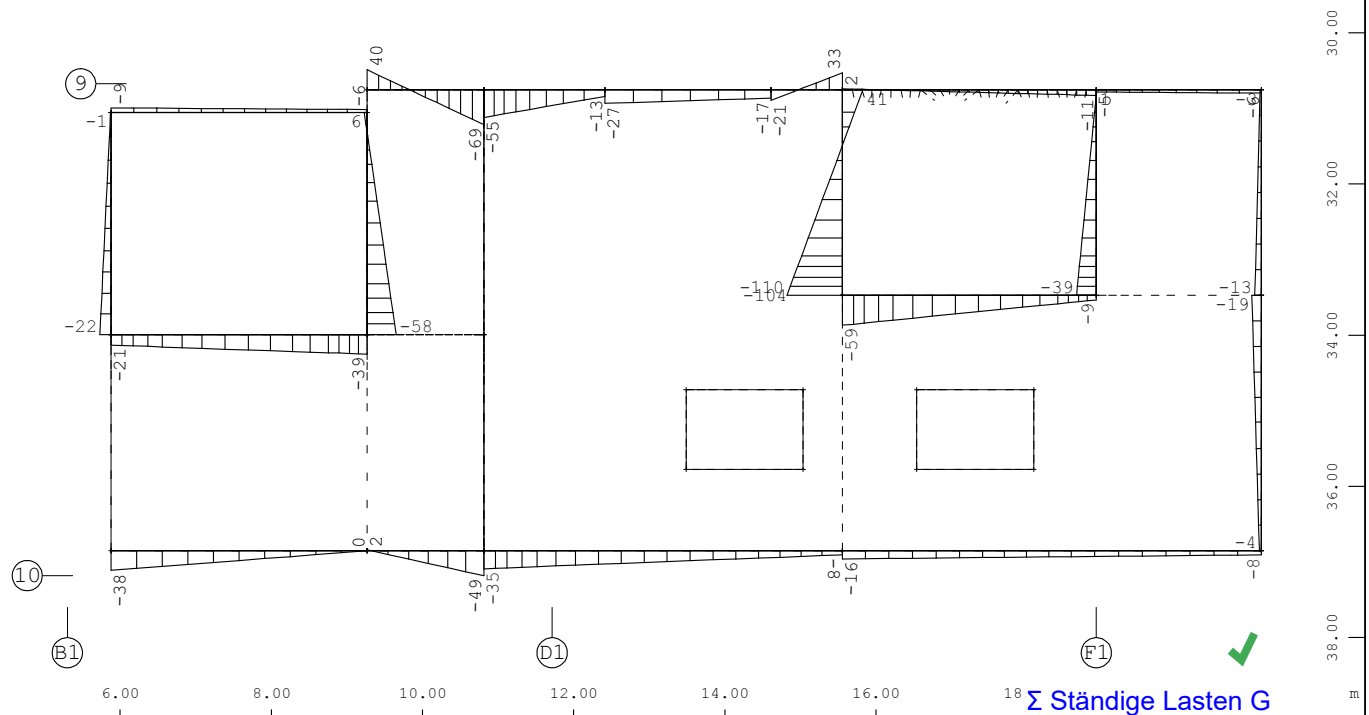
- Charakteristische Auflagerkräfte aus den ständig einwirkenden Lasten (G_k)
- Charakteristische Auflagerkräfte aus den veränderlich einwirkenden Lasten (Q_k)
- Deckenverformungen im Zustand I (quasi-ständige LF-Kombination im GZG)
- Deckenverformungen im Zustand II (quasi-ständige LF-Kombination im GZG)




DATUM :
12.03.2025



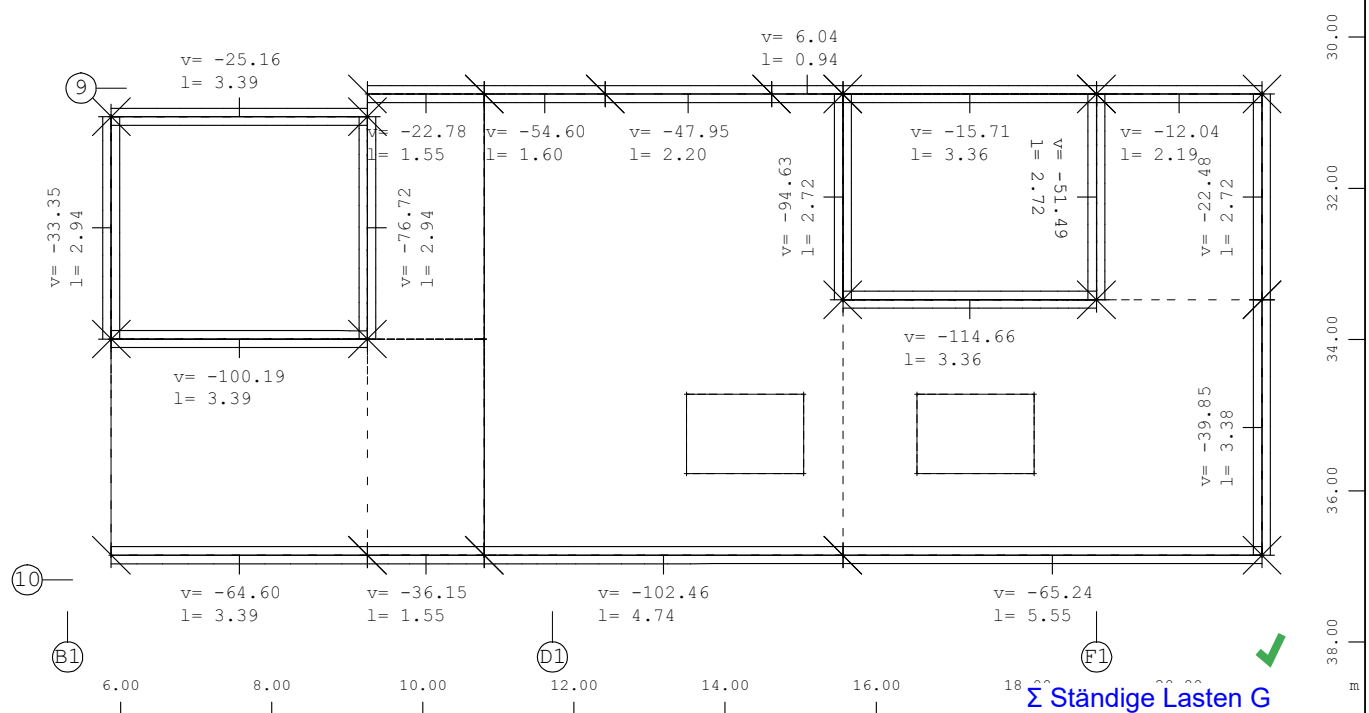
geprüft Gebhart




Achsen B1-D1/9-10

 Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 3168 MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerre ,
1 cm im Raum = 150.00 kN/m (Min=-110) (Max=41)

M 1 : 100

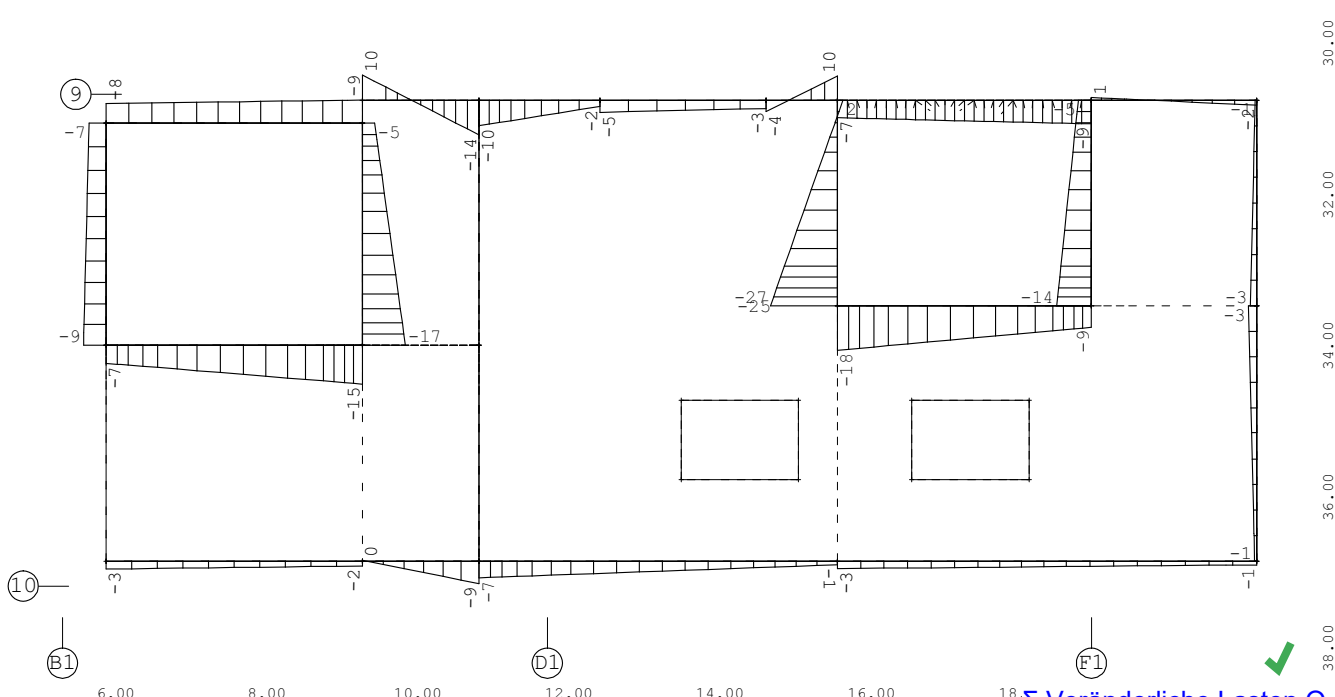
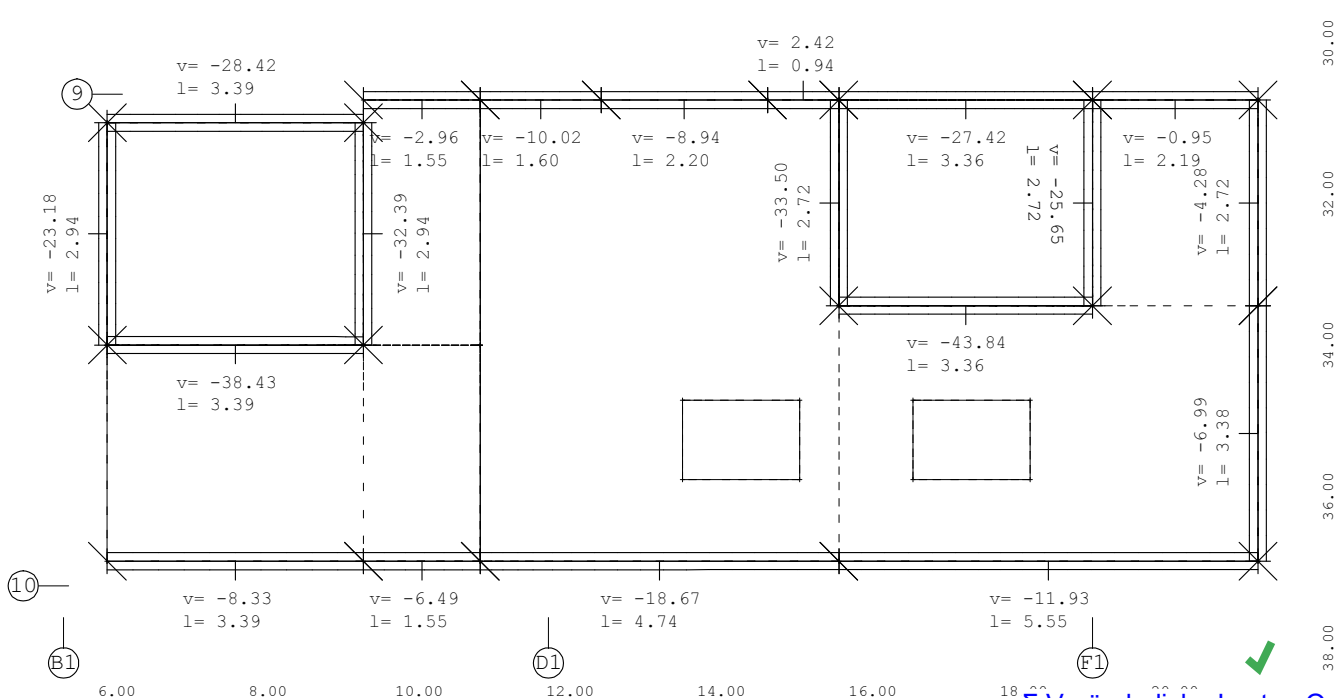


Achsen B1-D1/9-10

 Resultierende aus: Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 3168 MIN-PZ RAND

Verteilte Auflagerre (Min=-114.66) (Max=6.04) (Summe: -974.01) (v=Resultierende in m*kN/m, l=Schnittlänge in m)

M 1 : 100

VERFASSER : Ingenieurbüro Wetzel & von Seht PROGRAMM : WinGraf - Graphical Output (2023 -08.0)			
BAUWERK : 21069-1 AKK Altonaer Kinderkrankenhaus Aufstockung Reha-Gebäude		ASB NR. : 21069-1	DATUM : 12.03.2025
 <p>Σ Veränderliche Lasten Q</p>			
Achsen B1-D1/9-10 Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 4168 MIN-PZ RAND Verteilte Auflagergerre , 1 cm im Raum = 30.000 kN/m (Min=-27) (Max=10)			M 1 : 100
 <p>Σ Veränderliche Lasten Q</p>			
Achsen B1-D1/9-10 Resultierende aus.Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 4168 MIN-PZ RAND Verteilte Auflagergerre (Min=-43.84) (Max=2.42) (Summe: -329.96) (v=Resultierende in m*kN/m,l=Schnittlänge in m)			M 1 : 100
BAUTEIL : Pos. 3.3.1: Decke über 3.OG BLOCK : Achsen B1-F1/9-10 VORGANG : Auflagerkräfte (char.) Veränderliche Lasten (ΣQ)			ARCHIV NR Seite 3-43 geprüft Gebhart

21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Nichtlineare Berechnung im GZG

Nichtlineare Eigenschaften Betongesetz Flächenelemente

Allgem. Parameter: Anzahl Schichten 10 [-]
Max.Schub Tau-02 9.90 [MPa]
Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen nach EC2/1992 bzw. Heft 400 DAFSTB
Berechnung der Rissbreite nach DIN EN 1992-1-1 7.3.4

Bewehrungseingaben Betongesetz

Grp Elem	OBEN	HO	DHO	ASO	ASOQ	DO	DOQ
Nr. Nr.	UNTE	HU	DHU	ASU	ASUQ	DU	DUQ
	[°]	[mm]	[mm]	[cm2/m]	[cm2/m]	[mm]	[mm]
all	90.0	40.0	12.0	7.85	7.85	10	10
	90.0	40.0	12.0	7.85	7.85	10	10
3	90.0	40.0	12.0	5.24	5.24	10	10
	90.0	40.0	12.0	5.24	5.24	10	10
4	90.0	40.0	12.0	3.35	3.35	10	10
	90.0	40.0	12.0	9.05	5.24	12	10

Bemessungsfallnummer 1 wird mit Faktor 1.000 berücksichtigt.

Die verwendete Bewehrung wird unter Bemessungsfallnummer 99 abgespeichert.

Berechnungsgrundlagen

Berechnung mit nichtlinearen Materialeigenschaften

Nichtlineare Materialeigenschaften werden angesetzt für:

Federelemente[RISS,FLIE,MUE,GAP], Pfahlbettung, flächenhafte QUAD-Bettung
QUAD Elemente: nur bei Material Beton, Stahl und Textil-Membran

Mit linearen Materialeigenschaften gerechnet werden:

QUAD Elemente nicht aus Material Beton, Stahl oder Textil-Membran
Fachwerk-, Seil-, Stab-, Pfahl- und Randelemente
Stabelemente

Maximal erreichbare Betonspannungen in der nichtlinearen Berechnung

Nichtlineare Elemente verwenden die Arbeitslinie für den Gebrauchszustand.

Mnr	Material- sicherheit	Anfangs- E-Modul*	max.- sigma*	bei Dehnung	quad-max sigma-z	quad-tension stiffening
		[N/mm2]	[N/mm2]	[o/oo]	[N/mm2]	[N/mm2]
1	1.000	35781	-43.00	-2.25	2.25	3.21
3	1.000	33050	-33.00	-2.07	1.80	2.56

Maximal erreichbare Stahlspannungen in der nichtlinearen Berechnung

Nichtlineare Elemente verwenden die Arbeitslinie für den Gebrauchszustand.

Mnr	Material- sicherheit	Anfangs- E-Modul*	Proportional grenze*	bei Dehnung	bei Zugfestig- keit*	bei Dehnung
		[N/mm2]	[N/mm2]	[o/oo]	[N/mm2]	[o/oo]
2	1.000	200000	500.00	2.50	525.00	25.00

* In den gekennzeichneten Spalten ist die Materialsicherheit eingerechnet.

Elementgruppen Kriechen und Schwinden

Nr	phi-ges	eps-ges	relz-ges	phif-ges	phis-ges	dphi	deps	drelz	ZK/Z0	ZS/Z0
		0/00	0/0				0/00	0/0		
1	2.710	-0.455	0.000	2.710	0.000	2.710	-0.455	0.000	0.010	0.997
2	2.710	-0.455	0.000	2.710	0.000	2.710	-0.455	0.000	0.010	0.997
3	2.710	-0.455	0.000	2.710	0.000	2.710	-0.455	0.000	0.010	0.997
4	2.710	-0.455	0.000	2.710	0.000	2.710	-0.455	0.000	0.010	0.997

phif=Kriechwert für Federn, Randelementen und Quadbettungen - epsf=eps*phif/phi

phis=Kriechwert für Elemente mit Material ungleich Beton - epss=eps*phis/phi

Kriechen - ZK/Z0-Zwangfaktor plötzl. Zwangabbau, TROST-Beiwert ro= 0.00

Schwinden- ZS/Z0-Schwindfaktor nach TROST für allmählichen Zwang

Kriechen+Schwinden wird aufgebracht in 1 Kriechstufen



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Nichtlineare Berechnung im GZG

Elementgruppen Kriechen und Schwinden

Nr phi-ges eps-ges relz-ges phif-ges phis-ges dphi deps drelz ZK/Z0 ZS/Z0
0/00 0/0 0/00 0/0

Kriechen+Schwinden wird aufgebracht in 1 Kriechstufen
von Lastfall1001 bis Lastfall1001

Lastfall 1001 ((P)) (1)+(2)+0.3(3)+0.3(4)+0.3(5)

Faktor P und M Lasten 1.000

Faktor Eigengewicht EG-ZZ 1.000

selektiv Lasten	übernommen aus Lastfall	1 mit Faktor	1.000
selektiv Lasten	übernommen aus Lastfall	2 mit Faktor	1.000
selektiv Lasten	übernommen aus Lastfall	3 mit Faktor	0.300
selektiv Lasten	übernommen aus Lastfall	4 mit Faktor	0.300
selektiv Lasten	übernommen aus Lastfall	5 mit Faktor	0.300

Summe der Auflagerkräfte und Lasten

Lastfall	Σ(Reaktionen)			Bezeichnung
	X[kN]	Y[kN]	Z[kN]	
	Σ(Lasten)			
1001	0.0	0.0	-1073.0	(1)+(2)+0.3(3)+0.3(4)+0.3(5)
	0.0	0.0	1073.0	

Statistik nichtlineare Effekte Lastfall 1001

Statistik Plastizierung: Anzahl überprüfte QUAD-Gausspunkte:	7990
Gausspunkte im nichtlinearen Bereich der Arbeitslinie:	0
Anzahl gerissener Gausspunkte (oberhalb Rissdehnung) :	804
Maximale Betondruckdehnung :	-0.60 [o/oo]
Minimale mittlere Stahldehnung [Druck] :	-0.74 [o/oo]
Maximale mittlere Stahldehnung [Zug] :	0.38 [o/oo]
Maximale Stahldehnung im Riss [Zug] :	1.33 [o/oo]
Maximale Betondruckspannung :	-5.62 [MPa]
Maximale Betonzugspannung in einem Betonlayer .. :	2.25 [MPa]
Minimale Betonstahlspannung :	-147.50 [MPa]
Maximale Betonstahlspannung :	266.04 [MPa]
Maximale Rissbreite :	0.32 [mm]
Minimale Druckzonendicke in lokaler x Richtung :	0.00 [cm]
Minimale Druckzonendicke in lokaler y Richtung :	0.00 [cm]
Minimale " mindestens einachsig überdrückt :	0.00 [cm]
Minimale Druckzonendicke zweiachsig überdrückt :	0.00 [cm]





Biegebemessung / Biegebewehrung

- Bemessungsparameter der FEM-Berechnung
- Erforderliche Gesamtbewehrung aus der Biegebemessung (Übersicht)
- Erforderliche Zulagen unter Abzug der Grundbewehrung und Bewehrungswahl



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
 Bemessungsparameterliste

Bewehrungsparameter zweilagige Bewehrung

Auswahl Grp Elem Nr. Nr.	Abstand		Durchmesser		Rissbreite		Stahlspannung		Mindestbew.	
	d1-o 2.Lage	d1-u 2.Lage	ds-o 2.Lage	ds-u 2.Lage	wk-o 2.Lage	wk-u 2.Lage	sigso 2.Lage	sigsu 2.Lage	aso 2.Lage	asu 2.Lage
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[cm2/m]	[cm2/m]
für alle	40.0	52.0	10	10	0.30	0.30	320.00	320.00	7.85	7.85
	40.0	52.0	10	10	0.40	0.40	360.00	360.00	7.85	7.85
3	40.0	52.0	10	10	0.30	0.30	280.00	280.00	5.24	5.24
	40.0	52.0	10	10	0.40	0.40	320.00	320.00	5.24	5.24
4	40.0	52.0	10	10	0.30	0.30	280.00	280.00	3.35	3.35
	40.0	52.0	12	10	0.40	0.40	320.00	320.00	9.05	5.24
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.



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Bruchbemessung

Norm

EuroNorm: DIN EN 1992-1-1/NA:2013, DIN EN 1993-1-1/NA:2018, DIN EN 1994-1-1/NA:2010 (Germany) V 2023
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

Materialien

MAT	fck [MPa]	fc [MPa]	fctm [MPa]	fy [MPa]	ft [MPa]	eps,ud [o/oo]	minQ	Art
1	35.00	29.75	3.21				0.00	
2				500.00	525.00	25.0		
3	25.00	21.25	2.56				0.00	

MAT	Materialnummer	ft	Zugfestigkeit des Betonstahls
fck	Nennfestigkeit des Betons	eps,ud	Grenzdehnung - begrenzt auf max. 0.9*50 o/oo
fc	Rechenfestigkeit des Betons	minQ	minimale Querbewehrung
fctm	Zugfestigkeit des Betons	Art	Charakter der Belastung
fy	Fließgrenze des Betonstahls		

Abminderung der Betondruckfestigkeit bei Querkzug = 25.0 [o/o]

Material-Sicherheitsbeiwerte:

MAT	Beton SC1	SC2	Stahl SS1	SS2
1	1.50	1.50		
2			1.15	1.15
3	1.50	1.50		

MAT	Materialnummer
Beton SC1	Materialsicherheit SC1/SC2 = Biegeglieder/Druckglieder
Stahl SS1	Materialsicherheit Betonstahl Biegeglieder/Druckglieder

Bei direkter Lagerung wird die Querkraft von 1.0*d bis zum Auflagerrand linear auf 70% reduziert.
Der Nachweis der Betondruckstrebe erfolgt ohne Reduktion am Auflagerrand.
Beim Durchstanznachweis wird, falls erforderlich, die Biegebewehrung bis 1.50% erhöht, um auf Schubbewehrung verzichten zu können [Eingabe DUST...RO_V].
Ausserhalb der Durchstanzbereiche wird hierzu bei der normalen Plattenschubbe-
messung der Biegebewehrungsgrad bis maximal 0.20% erhöht [Eingabe STEU...RO_V].



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Bemessung im Gebrauchszustand

Norm

EuroNorm: DIN EN 1992-1-1/NA:2013, DIN EN 1993-1-1/NA:2018, DIN EN 1994-1-1/NA:2010 (Germany) V 2023
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
1101	1.000	MAXP-MXX QUAD Schnittgrößen in
1102	1.000	MINP-MXX QUAD Schnittgrößen in
1103	1.000	MAXP-MYY QUAD Schnittgrößen in
1104	1.000	MINP-MYY QUAD Schnittgrößen in
1105	1.000	MAXP-MXY QUAD Schnittgrößen in
1106	1.000	MINP-MXY QUAD Schnittgrößen in
1107	1.000	MAXP-VX QUAD Schnittgrößen in
1108	1.000	MINP-VX QUAD Schnittgrößen in
1109	1.000	MAXP-VY QUAD Schnittgrößen in
1110	1.000	MINP-VY QUAD Schnittgrößen in
1475	1.000	MAXP-UZ KNOT Knotenverschiebunge
1476	1.000	MINP-UZ KNOT Knotenverschiebunge
1477	1.000	MAXP-URX KNOT Knotenverschiebung
1478	1.000	MINP-URX KNOT Knotenverschiebung
1479	1.000	MAXP-URY KNOT Knotenverschiebung
1480	1.000	MINP-URY KNOT Knotenverschiebung

Materialien

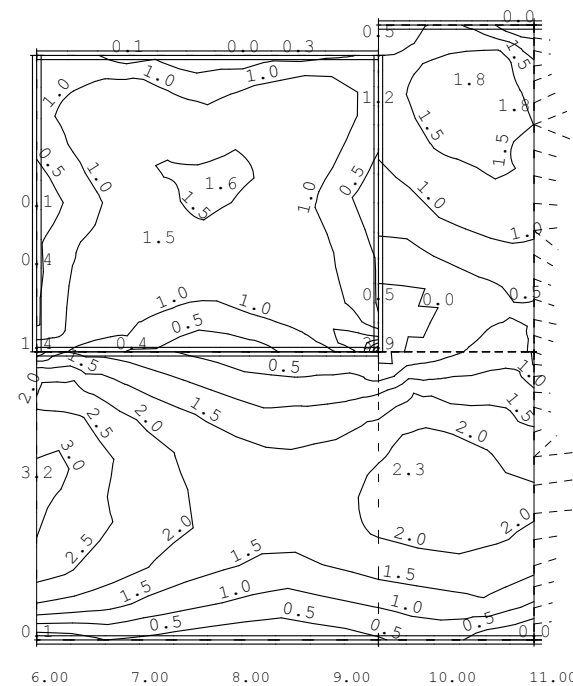
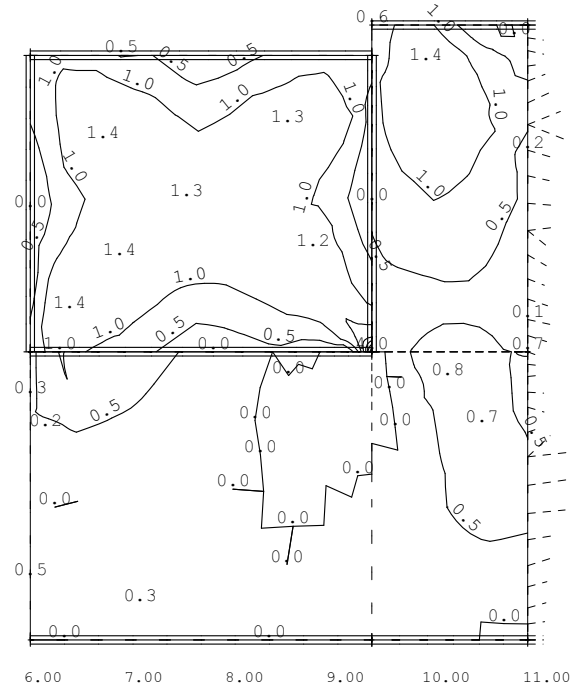
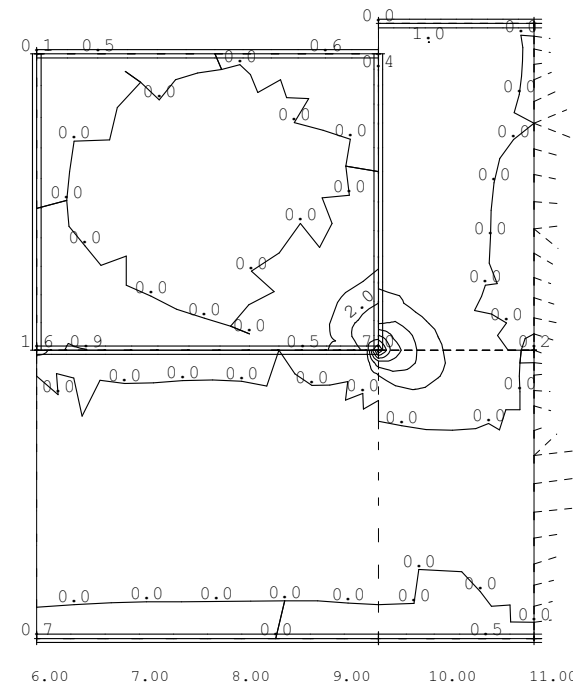
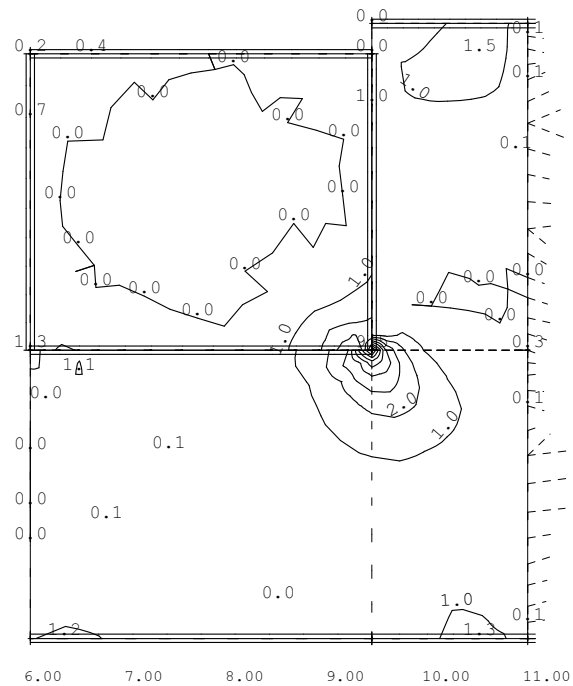
MAT	fck [MPa]	fc [MPa]	fctm [MPa]	fy [MPa]	ft [MPa]	eps,ud [o/oo]	minQ	Art
1	35.00	29.75	3.21				0.00	
2				500.00	525.00	25.0		
3	25.00	21.25	2.56				0.00	

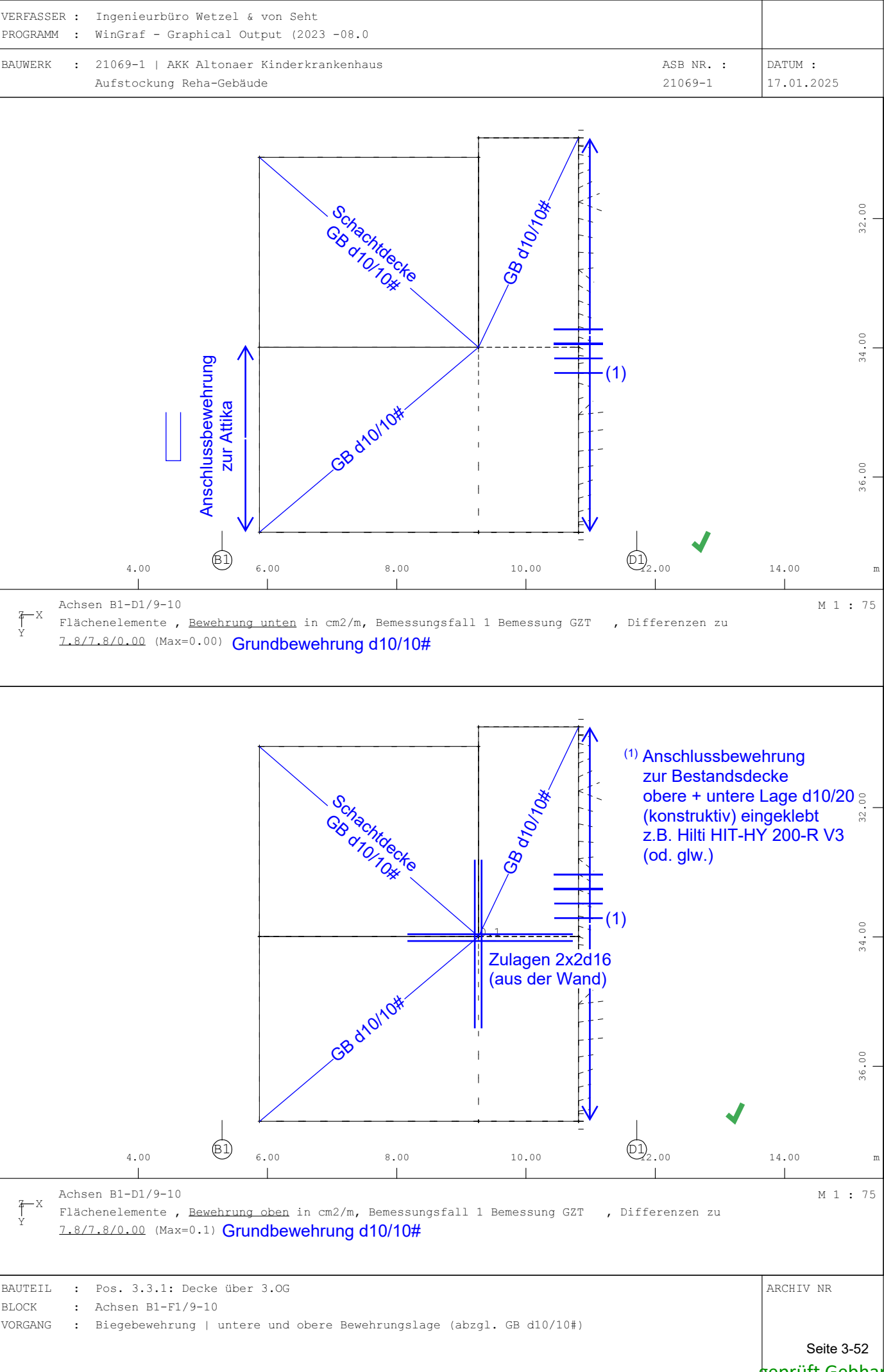
MAT	Materialnummer	ft	Zugfestigkeit des Betonstahls
fck	Nennfestigkeit des Betons	eps,ud	Grenzdehnung - begrenzt auf max. 0.9*50 o/oo
fc	Rechenfestigkeit des Betons	minQ	minimale Querbewehrung
fctm	Zugfestigkeit des Betons	Art	Charakter der Belastung
fy	Fließgrenze des Betonstahls		

Eine Robustheitsbewehrung wurde nicht angefordert und muss gesondert nachgewiesen werden.

Eine Mindestbewehrung wurde nicht angefordert und muss gesondert nachgewiesen werden.



VERFASSER : Ingenieurbüro Wetzel & von Seht PROGRAMM : WinGraf - Graphical Output (2023 -08.0)		
BAUWERK : 21069-1 AKK Altonaer Kinderkrankenhaus Aufstockung Reha-Gebäude		ASB NR. : 21069-1 DATUM : 17.01.2025
	<p>Achsen B1-D1/9-10 Info Bewehrung nur aus Biegebemessung, Hauptbewehrung (1.Lage) unten im Knoten ↴, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 0.00 bis 3.9 Stufen 0.5 cm2/m</p> <p>M 1 : 75</p>	
	<p>Achsen B1-D1/9-10 Info Bewehrung nur aus Biegebemessung, Querbewehrung (2.Lage) unten im Knoten ↵, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 0.00 bis 4.0 Stufen 0.5 cm2/m</p> <p>M 1 : 75</p>	
	<p>Achsen B1-D1/9-10 Info Bewehrung nur aus Biegebemessung, Hauptbewehrung (1.Lage) oben im Knoten ↴, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 0.00 bis 7.0 Stufen 1.0 cm2/m</p> <p>M 1 : 75</p>	
	<p>Achsen B1-D1/9-10 Info Bewehrung nur aus Biegebemessung, Querbewehrung (2.Lage) oben im Knoten ↵, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 0.00 bis 9.5 Stufen 1.0 cm2/m</p> <p>M 1 : 75</p>	
BAUTEIL : Pos. 3.3.1: Decke über 3.OG BLOCK : Achsen B1-F1/9-10 VORGANG : Biegebewehrung untere und obere Bewehrungslage		ARCHIV NR. Seite 3-51 geprüft Gebhart

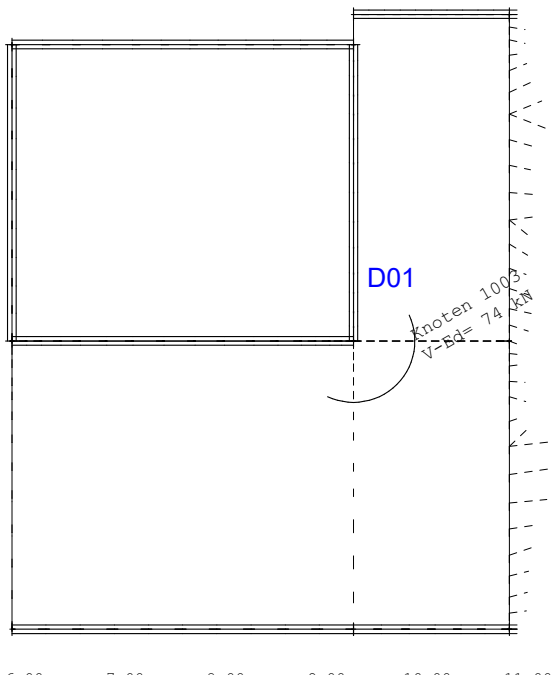
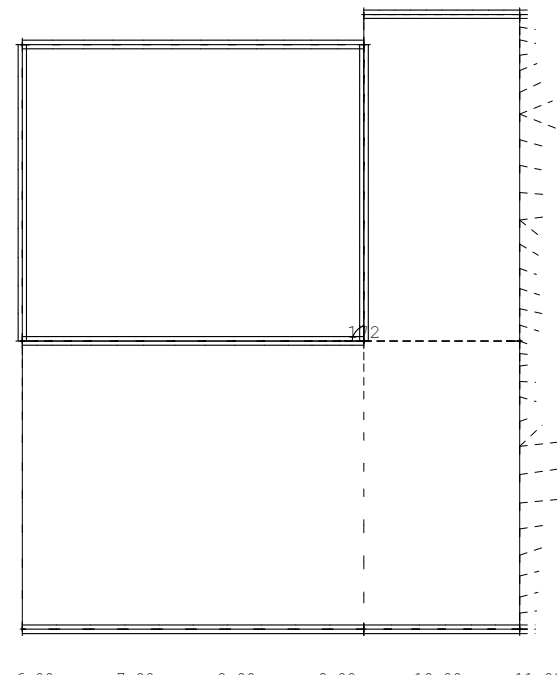
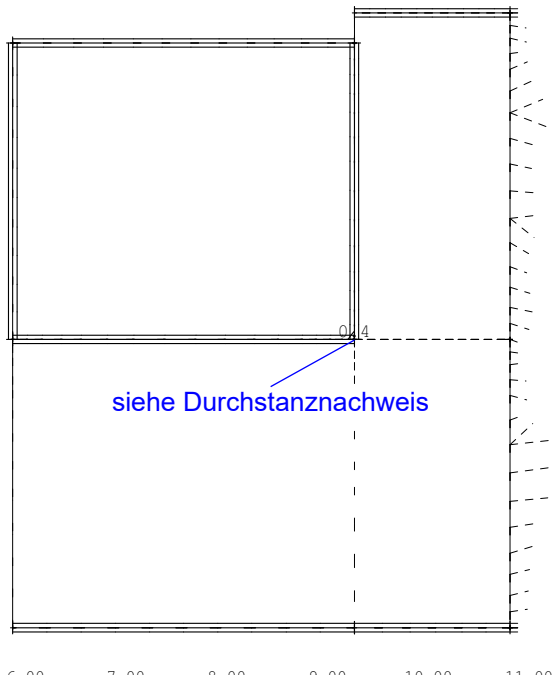
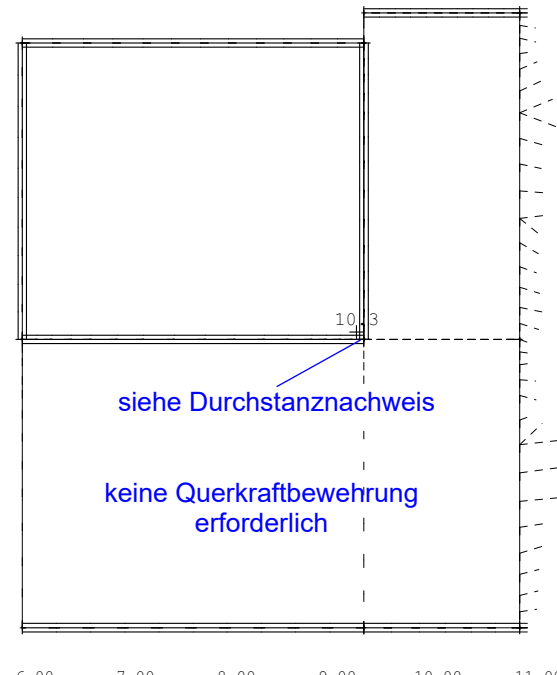




Querkraftbemessung und Durchstanznachweise

- Ausgabe der Bemessungsquerkräfte $V_{Ed} > V_{Rd,ct}$
- Ausgabe $V_{Ed}/V_{Rd,max} > 0,30$ (für $V_{Ed}/V_{Rd,max} \leq 0,30$ sind Querkraftzulagen ausreichend)
- Erforderliche Querkraftbewehrung
- Nachweis der Sicherheit gegen Durchstanzen



VERFASSER : Ingenieurbüro Wetzel & von Seht PROGRAMM : WinGraf - Graphical Output (2023 -08.0)			
BAUWERK : 21069-1 AKK Altonaer Kinderkrankenhaus Aufstockung Reha-Gebäude		ASB NR. : 21069-1	DATUM : 20.01.2025
			
Achsen B1-D1/9-10 M 1 : 75 Durchstanzen in cm ² /m ² , Bemessungsfall 2 (Max=0)		Achsen B1-D1/9-10 M 1 : 75 Maximale Bemessungsquerkraft VED im Knoten, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 108 bis 172 Stufen 172 kN/m $V_{Rd,c} = 108 \text{ kN/m}$	
			
Achsen B1-D1/9-10 M 1 : 75 max.VED / VRDmax im Knoten, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 0.3 bis 0.4 Stufen 0.1 - für < 0,3 → Querkraftzulagen möglich		Achsen B1-D1/9-10 M 1 : 75 Flächenelemente , Bügelbewehrung in cm ² /m ² , Bemessungsfall 1 Bemessung GZT (Max=10.3)	
BAUTEIL : Pos. 3.3.1: Decke über 3.OG BLOCK : Achsen B1-F1/9-10 VORGANG : Durchstanznachweise und Querkraftbemessung			ARCHIV NR Seite 3-54 geprüft Gebhart

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



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: Achsen B1-D1/9-10

Durchstanznachweis für Innenecke (**Ortbetonplatte**)

Bemessungswert Durchstanzlast	$V_{Ed} \sim V_{Rd}$	=	125,0 kN > 75 kN	✓
Lasterhöhungsfaktor	β	=	1,20	
Plattendicke	h	=	28 cm	
statische Nutzhöhe	d	=	23 cm	✓
Wanddicke	b	=	24 cm	
Einflussbreite	a	=	34,5 cm	
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o} / c_{nom,u}$	=	3,5 cm / 3,5 cm	✓
Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500	
Flächenbewehrung	a_{sx}	=	7,85 cm ² /m ($\rho_x = 0,34 \%$)	
Flächenbewehrung	a_{sy}	=	7,85 cm ² /m ($\rho_y = 0,34 \%$)	✓
Längsbewehrungsgrad	ρ_l	=	0,34 % < 1,63 %	

am kritischen Rundschnitt u_1

Rundschnittführung analog Innenstütze

bezogener Stützenumfang	u_0 / d	=	6	
u_1		=	141,3 cm	
$k = \min \{ 1 + \sqrt{200/d[\text{mm}]} ; 2 \}$		=	1,93	
Vorfaktor für $v_{Rd,c,1}$ nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04	$C_{Rd,c}$	=	0,12	
$v_{Rd,c,1} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$		=	473,73 kN/m ²	
$v_{Rd,c,2} = v_{min} = 0,0525 \cdot \gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	470,13 kN/m ²	
$V_{Rd,c} = \max \{ v_{Rd,c,1} ; v_{Rd,c,2} \} \cdot u_1 \cdot d = 153,9 \text{ kN} > 150,0 \text{ kN} = V_{Ed} \cdot \beta$				✓

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich

Hinweis: Für die Abreißbewehrung ist DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 zu berücksichtigen:

$$A_s = V_{Ed} / (1,4 \cdot f_{yk}) = 1,8 \text{ cm}^2$$

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

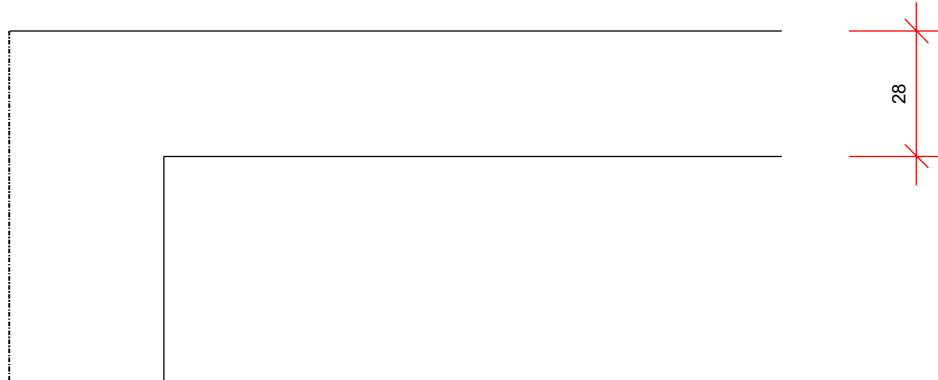


Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.

Verlegebereich

Schnitt

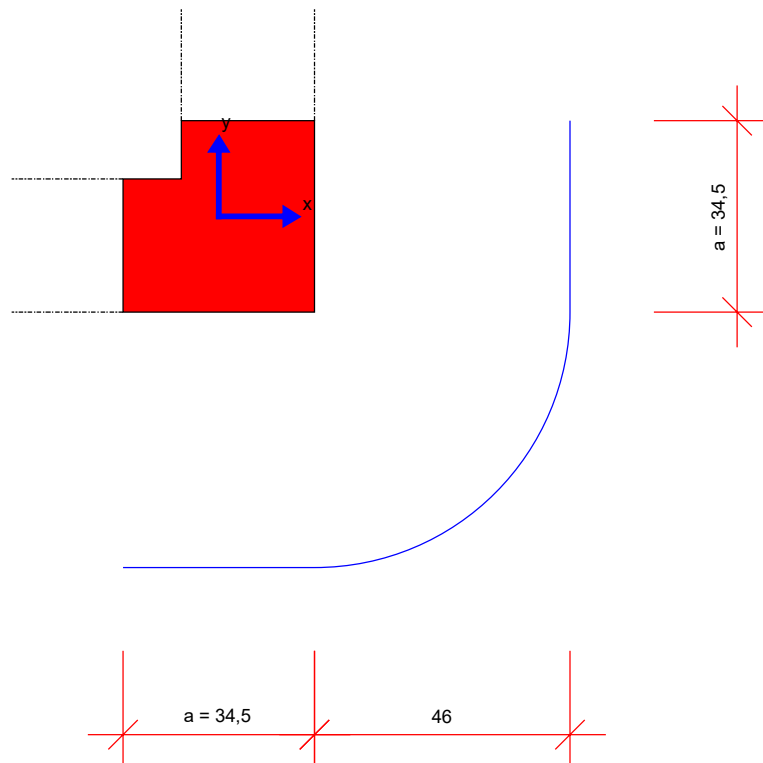
M 1:16



[cm]

Grundriss

M 1:13



Mindeststablängen: $l_{\text{bar,min,x}} = 103,5 \text{ cm} + 2 \cdot l_{\text{bd}}$; $l_{\text{bar,min,y}} = 103,5 \text{ cm} + 2 \cdot l_{\text{bd}}$; l_{bd} Bemessungswert Verankerungslänge
Mindeststablänge wurde nach Heft 600 (2. Auflage 2020) ermittelt.

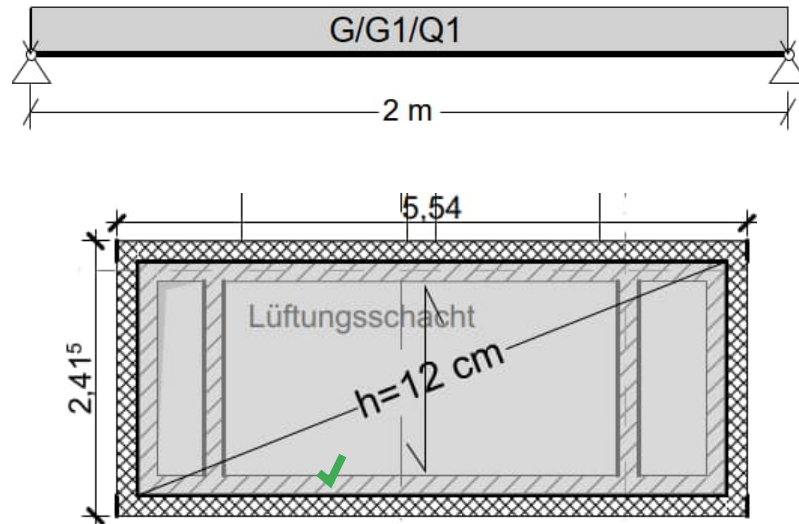
Hinweis: Aus anderen Nachweisen können sich größere erforderliche Mindeststablängen ergeben.

Die Stäbe sind beginnend vom Anschnitt der Wand mindestens $69 \text{ cm} + l_{\text{bd}}$ in die Platte zu führen.



Pos. 3.3.2 Stahlbetondecke h=12 cm über Lüftungsschacht – Achse D1-F1 / 6-7

1. Statisches System



Baustoffe

- Betonfestigkeit: C 25/30
- Expositionsklassen: XC3, WO (Dachdecke / oberseitige Abdichtung)
- Zulässige Rissbreiten: $w_k = 0,30 \text{ mm}$ (Dachdecke / oberseitig)
- Betondeckung: $c_{nom} = 35 \text{ mm}$
- Bewehrung: B500 A oder B



2. Belastung

→ Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen

Einwirkende Lasten

	G	Q
Eigengewicht:	$G = 0,12 \cdot 25 = 3,00$	$[\text{kN/m}^2]$
Dachaufbau (Abdichtung, Dämmung):	$G \leq 1,00$	$[\text{kN/m}^2]$
Nutzlast (incl. Schnee):	$Q = 1,00$	$[\text{kN/m}^2]$
	$\Sigma G/Q = 4,00 /$	$1,00 [\text{kN/m}^2]$



3. Schnittgrößen und Bemessung

Auflagerkräfte (char.) $A_{G,k} = 4,00 \cdot 2,00 / 2 = 4,00 \text{ kN/m}$ $A_{Q,k} = 1,00 \cdot 2,00 / 2 = 1,00 \text{ kN/m}$

Biege- und Querkraftbemessung (GZT)

Querkraft $V_{Ed} = (1,35 \cdot 4,00 + 1,00 \cdot 1,50) \cdot 2,00 / 2 = 6,90 \cdot 1,00 = 6,9 \text{ kN/m}$
 Biegemoment $M_{Ed} = 6,9 \cdot 2,00^2 / 8 = 3,45 \text{ kNm/m} < \underline{6,24 \text{ kNm/m}} = M_{cr} = 2,6 \cdot 100 \cdot 12^2 / 6 \cdot 10^{-3}$



→ Beanspruchung gering: Bewehrungswahl ohne genaueren Nachweis

- Gewählt: $\varnothing 8/15 \#$ oder Q335 obere + untere Lage $(3,35 \text{ cm}^2/\text{m})$

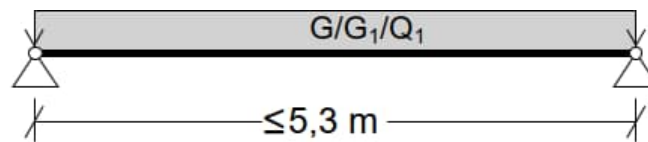


Mindestbewehrung $A_{s,min} = M_{cr} / (z \cdot f_{ck}) = 6,24 \cdot 10^2 / (0,9 \cdot 8 \cdot 50) = 1,73 \text{ cm}^2/\text{m} < \text{vorh. } A_{min}$

Pos. 3.3.3 Spannbeton-Hohlplattendecke h=20 cm im 3.OG – Achse A-N / 1-3 und B1-L1 / 4-9

1. Statisches System

Die 3.OG-Decke der Aufstockung wird als Spannbeton-Fertigdecke mit vorgespannten Hohlplatten ausgebildet. Die einzelnen Platten spannen als Einfeld-Systeme zwischen den Deltabeam®-Verbundträgern des Haupttragsystems und den lastabtragenden Stahlbetonwänden.



Baustoffe

- Betonfestigkeit: → nach Herstellerangabe
- Expositionsklassen: XC3, WO (Dachdecke / oberseitige Abdichtung)
- Zulässige Rissbreiten: $w_k = 0,30 \text{ mm}$ (Dachdecke / oberseitig)
- Betondeckung: $c_{nom} = 35 \text{ mm}$
- Bewehrung: B500 A oder B

2. Belastung

→ Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen

Einwirkende Lasten

		G	Q
• Eigengewicht Spannbeton-Hohlplatte:		$G \sim 3,20$	[kN/m²]
• Ausbaulasten:			
Dachbegrünung (extensiv)**	$G_1 =$	1,75	[kN/m²]
Solar- / PV-Module**	$G_1 =$	0,25	[kN/m²]
Abdichtung + Dämmung	$G_1 =$	0,30	[kN/m²]
Abgehängte Decken + TGA- Installationen	$G_1 =$	0,60	
• Nutzflächenlast (incl. Schneelast*):	$Q_1 =$		1,00 [kN/m²]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	2,90 /	1,00 [kN/m²]
• Schneelast:	$s_k = 0,85 \text{ kN/m}^2$ $s_{Ad} = 1,96 \text{ kN/m}^2$	(Vorübergehende Beanspruchung / Regelschneelast) (außergewöhnliche Beanspruchung)	

Erhöhte Schneelast im Bereich der Solarmodule gemäß DIN EN 1991-1-3/NA:2019-04, NCI zu 5.3.1(2):

Faktor Anlagenhöhe $0,50 \text{ m} < h = 0,70 \text{ m} < 0,80 \text{ m}$ → Faktor 1,1

Formbeiwert $\mu_5 = \gamma \cdot h / s_k > \mu_1 < 1,0$ mit $\mu_1 = 0,80$

- Vorübergehende Beanspruchung $\mu_5 = 2,0 \cdot 0,80 / 0,85 \sim 1,90 > 1,0$ (maßgebend)

$s = 1,1 \cdot \mu_5 \cdot s_k = 1,1 \cdot 1,90 \cdot 0,85 = 1,77 \text{ kN/m}^2$

- Außergewöhnliche Beanspruchung $\mu_{5Ad} = 2,0 \cdot 0,80 / 1,96 = 0,82 < 1,0$ und $> 0,80$

$s = 1,1 \cdot \mu_{5Ad} \cdot s_{Ad} = 1,1 \cdot 0,82 \cdot 1,96 = 1,77 \text{ kN/m}^2$

* Die Schneelast ist in der angesetzten Nutzflächenlast ($Q = 1,00 \text{ kN/m}^2$) enthalten.

** Gemäß Herstellerangabe (Solargründach FKM 30 OPTIGRÜN)

- Windlast für Scheibenbemessung: → Windlastermittlung siehe Heft 2 der statischen Berechnungen
 Winddruck (D) + Windsog (E): $w_{e,D+E} = 0,57 + 0,28 = 0,85 \text{ kN/m}^2$ ✓
 Deckenebene 3.OG: Lasteinzugsfläche $A = 0,90 + 3,60 / 2 = 2,70 \text{ m je lfd. m}$ ✓
 Linienlast $Q_{W,k} = 0,85 \cdot 2,70 = 2,30 \text{ kN/m}$
 Bemessungswert $Q_{W,d} = 2,30 \cdot 1,50 = 3,44 \text{ kN/m}$ ✓
- Imperfektion für Scheibenbemessung (DIN EN 1992-1-1/NA, Abs. 5.2):
 Geschosshöhe (3.OG) $L = 3,60 \text{ m}$ ✓
 Schiefstellung: $\Phi_i = \Phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0,004 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,004$
 mit $\Phi_0 = 0,008 / 5^{0,5} \sim 0,004$
 $\alpha_h = \alpha_m = 1,00$
 $m \geq 5$ (→ Anzahl der vertikalen Bauteile im Geschoss) ✓
 Vertikallasten Decke über 3.OG: $A \sim 960 \text{ m}^2$ (Fläche ohne Treppenhaus)
 Ständige Lasten (mit $G \leq 5 \text{ kN/m}^2$) $G_k = (5,00 + 2,90) \cdot 960 = 7584 \text{ kN}$
 Veränderliche Lasten $Q_k = 1,00 \cdot 960 + 3,00 \cdot 38 = 1074 \text{ kN}$ ✓
 (incl. $3,0 \text{ kN/m}^2$ TGA-Fläche 38 m^2)
 Vertikallasten Wände im 3.OG: $G_k = 4906 \text{ kN}$ ✓ (→ s. tabellarische Massenermittlung)
 Horizontale Ersatzlast in Deckenebene über 3.OG: → DIN EN 1992-1-1 und -/NA, Bild 5.1 c2)
 $H_k = V_k \cdot \Phi_i = (7584 + 1074 + 4906) \cdot 0,004 = 13561 \cdot 0,004 = 54 \text{ kN}$ ✓
 $H_d = V_d \cdot \Phi_i = (1,35 \cdot 7584 + 1,35 \cdot 4906 + 1,50 \cdot 1074) \cdot 0,004 = 18473 \cdot 0,004 \sim 74 \text{ kN}$ ✓

3. Schnittgrößen und Bemessung

Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Spannbeton-Fertigdecke lediglich eine Schnittgrößen-ermittlung und Vorbemessung. Die statischen (Detail-) Nachweise sowie die endgültige Bemessung, unter Berücksichtigung sämtlicher Aussparungen und Deckenöffnungen (usw.), erfolgen durch den Hersteller bzw. die mit der Ausführung beauftragte Rohbaufirma. ✓

Da die Spannbeton-Hohlplatten u.a. auf den Deltabeam®-Verbundträgern lagern, ist für die statischen Nachweise und die Bemessung eine „biegeweiche Auflagerung“ anzunehmen. Hierfür muss nach DIN EN 1168 der abmindernde Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit berücksichtigt werden. Dies erfolgt ohne genaueren Nachweis, indem die Querkraftausnutzung auf 50% begrenzt und die charakteristischen Durchbiegungen der lastabnehmenden Stahlträger (Plattenaufleger) auf $1/300$ der Stützweite begrenzt werden (→ vgl. aBG, Anlage 3-A1). Hinsichtlich des konstruktiven Brandschutzes ist für die Bemessung die Feuerwiderstandsklasse R90 (feuerbeständig) anzusetzen. ✓

Bemessungsschnittgrößen

- Maximale Plattenspannweite ca. $5,30 \text{ m}$ im Bereich der Achsen J1/~5-7:

$$V_{zd} = (6,10 \cdot 1,35 + 1,00 \cdot 1,50) \cdot 5,30 / 2 \sim 26 \text{ kN/m}$$

$$M_{yd} = (6,10 \cdot 1,35 + 1,00 \cdot 1,50) \cdot 5,30^2 / 8 \sim 35 \text{ kNm/m}$$
 ✓

Gewählter Plattentyp

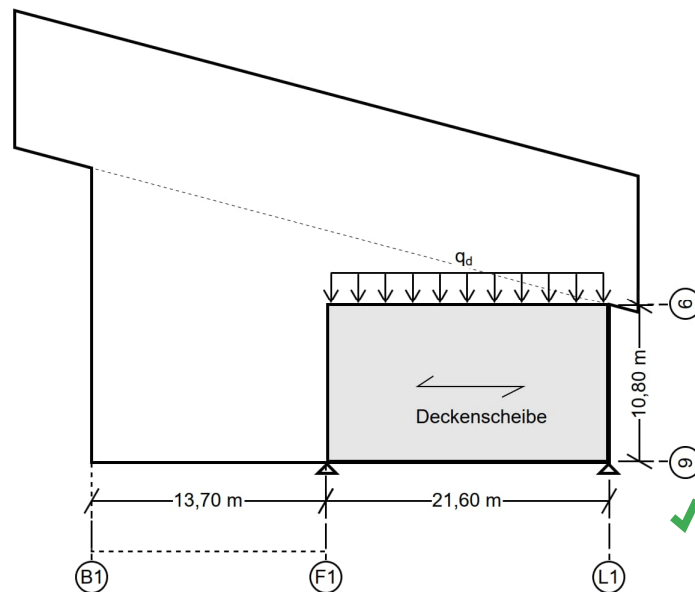
Spannbeton-Hohlplattendecke
gemäß Allgemeiner Bauartgenehmigung (aBG)
z.B. System BRESPA®-Decke – Typ A20B/S6D2-D4 (oder gleichwertig)
Plattendicke $h = 20 \text{ cm}$ ✓

→ Vorbemessung der BRESPA®-Decke (DW-Systembau) siehe folgende Seiten. ✓

Scheibenausbildung

Die Bemessung und die statischen Nachweise der Scheibenausbildung werden von der ausführenden Firma erbracht. Hier erfolgt nur der Nachweis der umlaufenden Ringankerbewehrung.

Aufgrund der Vielzahl der aussteifenden Wandscheiben (statische Unbestimmtheit) wird vereinfachend der Deckenteilbereich Achsen F1-L1/6-9 mit dem größten Abstand zwischen den aussteifenden Wandscheiben als maßgebendes Teilsystem für den Nachweis der Ringankerbewehrung herangezogen und dieses als Einfeld-System betrachtet. Der aus der Schiefstellung (Imperfektion) resultierende Horizontallastanteil H_d wird über die Gebäudelänge zwischen den Achsen B1 und L1 in eine Linienlast umgerechnet und zusammen mit der Windlast $Q_{W,d}$ als horizontale Lastbeanspruchung auf das Deckenscheibensystem Achsen F1-L1 angesetzt.



- Horizontale Linienlast (3.OG-Decke): $q_d = Q_{W,d} + H_d / L = 3,44 + 74 / (13,70 + 21,60) \sim 5,5 \text{ kN/m}$ ✓
 - Ringankerbewehrung: $M_d \sim 5,5 \cdot 21,6^2 / 8 = 321 \text{ kNm}$ ✓
 $F_{Ed} = M_d / (0,75 \cdot H) = 321 / (0,75 \cdot 10,80) \sim 40 \text{ kN}$ ✓
- DIN EN 1992-1-1 (Gl. 9.15) $F_{Ed,min} = F_{tie,per} = l_i \cdot 10 \text{ kN/m} = 10,80 \text{ m} \cdot 10 \text{ kN/m} = \underline{108 \text{ kN}} > 70 \text{ kN } F_{Ed}$ ✓
- erf. $A_s = 108 / 43,5 = 2,48 \text{ cm}^2$ ✓
- Gewählt: mind. 2 Ø16 umlaufend in Deckenebene (4,02 cm²) ✓

Auflager

$$F_{Ed} = V_{zd} = 26 \text{ kN/m}$$

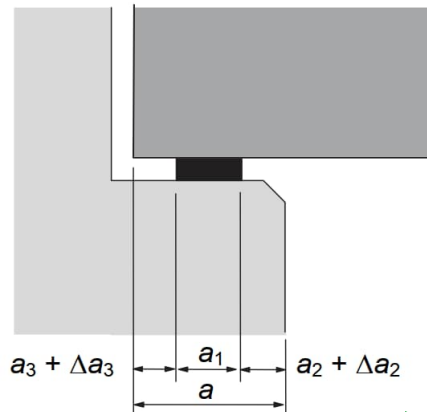
- Gewählt: Elastomer-Streifenlager 50 x 10 mm (je lfd. m) ✓
- Aufnehmbare Druckspannung: $\sigma_{Rd} = \sigma_{Ed} = 0,026 / 0,05 = 0,52 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \sigma_{Rd} \geq 1,0 \text{ N/mm}^2$
- Bezogene Auflagerpressung Stahlbetonwand (DIN EN 1992-1-1, Abs. 10.9.5):
 (C25/30) $\sigma_{Ed} / f_{cd} = 1,0 / 14,2 = 0,07 < 0,15 \rightarrow \text{vorh. } a_1 = 50 \text{ mm} > 25 \text{ mm} = \text{min. } a_1$ ✓

Nennwert der Auflagertiefe: $a = a_1 + a_2 + a_3 + (\Delta a_2^2 + \Delta a_3^2)^{0,5}$

$$a_{\text{erf.}} = 50 + 10 + 5 + (15^2 + 2,1^2)^{0,5} \sim 80 \text{ mm} > 42 \text{ mm} = 5300 / 125 = L / 125 = a_{\text{min}}$$

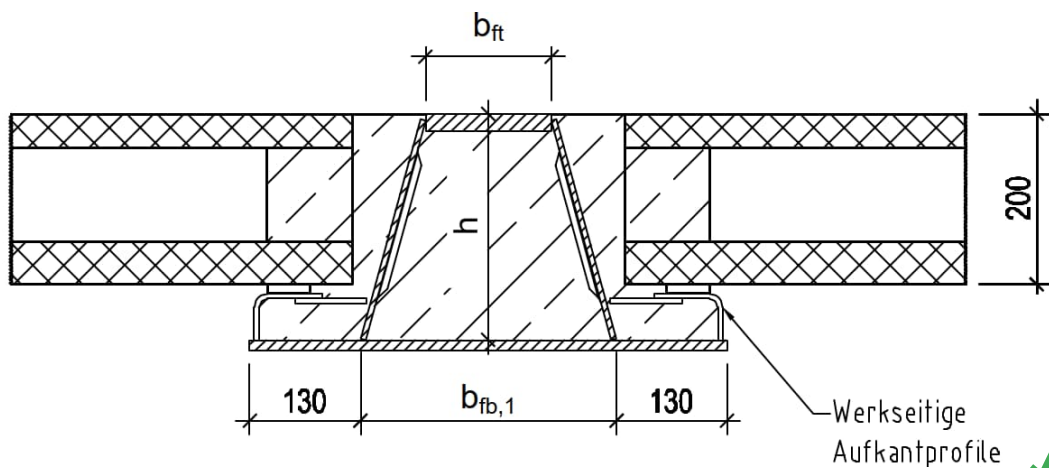
mit $a_1 = 50 \text{ mm}$ (gewähltes Elastomerlager)
 $a_2 = 10 \text{ mm}$ (Tab. 10.3: Beton < C30/37 oder Mauerwerk)
 $a_3 = 5 \text{ mm}$ (Tab. 10.4: Spannglieder am Bauteilende verankert)
 $\Delta a_2 = 15 \text{ mm}$ (Tab. 10.5: $5300/1200 + 5 = 9,4 \text{ mm} < \underline{15 \text{ mm}} \leq 40 \text{ mm}$)
 $\Delta a_3 = 2,1 \text{ mm}$ ($l_n / 2500 = 5300 / 2500 = 2,1 \text{ mm}$)

Gewählte Auflagertiefe: $a \geq 100 \text{ mm}$

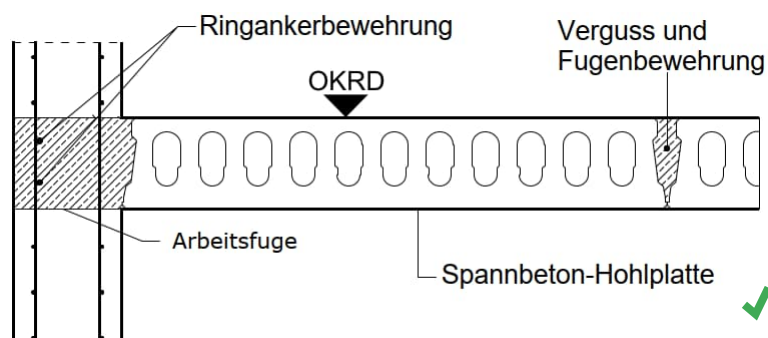


4. Leitdetails

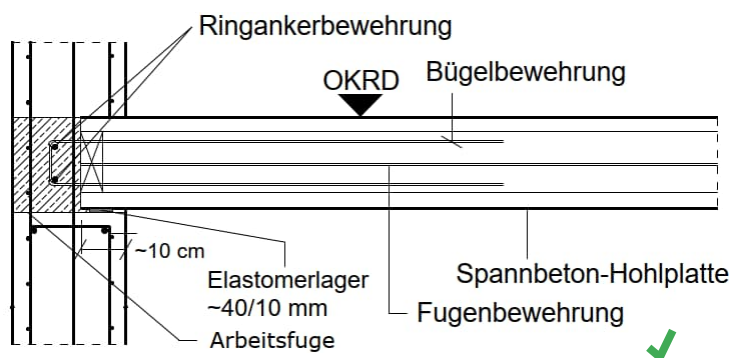
Leitdetail Auflager Deckenträger (Deltabeam®-Verbundträger)



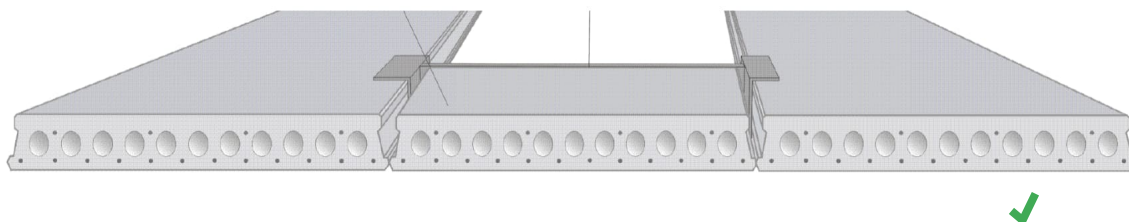
Leitdetail seitlicher Anschluss Spannbeton-Hohlplatte parallel zur Spannrichtung



Leitdetail Auflager Stahlbetonwand



Deckenöffnungen / Wechselkonstruktionen



Statischer Nachweis für BRESPA®-Decken (Vorbemessung)

BV: 21069-1 AKK Aufstockung Reha - Position: 3.3.3

Grundlagen

Statik erstellt nach DIN EN 1168, DIN EN 1992-1-1, DIN EN 1992-1-1/NA für Deutschland, DIN EN 13369, DIN EN 206-1 zusätzlich gelten folgende Merkblätter: Industrierichtlinie und Merkblatt „biegeweiche Auflagerung“ vom Bundesverband Spannbeton-Fertigdecken

Vorbemerkungen:

Schnittkräfte im Bereich von Einzellasten, Linienlasten und Aussparungen:

Die mitwirkende Lastverteilungsbreite bei Spannbeton-Fertigdecken darf wie bei monolithischen Betonplatten gemäß DAfStb Heft 631 berechnet werden.

Torsion wird am freien Rand eines Deckenfeldes (vertikal und horizontal nicht unterstützt) berücksichtigt, indem b_{mg} auf max. 1,00 m reduziert wird.

Diagramme zur Ermittlung der Fugenquerkräfte bzw. der anteiligen Lasten benachbarter Platten in einem Deckenfeld für bestimmte Einzel- und Linienlaststellungen sind in DIN EN 1168, Anhang C (informativ) angegeben.

Die Breite von Aussparungen wird von der mitwirkenden Lastverteilungsbreite abgezogen.

Da es sich um eine Vorbemessung handelt, kann eine Überschreitung von bis zu 3 % der Ausnutzung toleriert werden.

Hinweis zur Querkraftbemessung:

Nach DIN EN 1168 muss bei biegeweicher Lagerung der abmindernde Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit berücksichtigt werden. Die genaue Berechnung ist im Merkblatt „Biegeweiche Auflagerung“ des Bundesverbandes Spannbeton-Fertigdecken zu entnehmen. Dieser Nachweis ist zu führen, wenn die Ausnutzung der Querkraft nach DIN EN 1168 Abs. 4.3.3.2.2 größer als 50% ist.



BV: 21069-1 AKK Aufstockung Reha - Position: 3.3.3

Systemmaße

Feld	Feldbreite	1.20 m	Auflager	A		B	
	Lichte Weite	5.30 m	Auflagertiefe	0.10	m	0.10	m
	Stützweite	5.37 m	Typ	Biegeweich 50%		Biegeweich 50%	
			E*I	0	MNm ²	0	MNm ₂
			Breite Fuge	0.12	m	0.12	m
			Stützweite	0.00	m	0.00	m
			Momentennullpunkte				



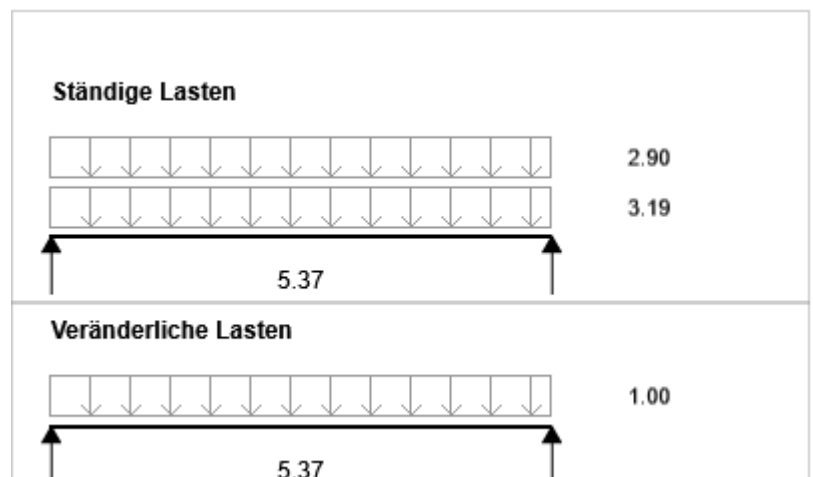
Einwirkungen

Kategorie	B - Büros		
Feld	Verkehrslast q ₁ :	1.00	kN/m ²
	LW-Zuschlag q ₂ :	0.00	kN/m ²
	Zus. Auflast g ₁ :	2.90	kN/m ²
	Eigenlast Decke g	3.19	kN/m ²
	Belastung q/g	1.00	kN/m ²
		6.09	kN/m ²



Zusatzlasten

Lastart Abstand Länge F_q F_G

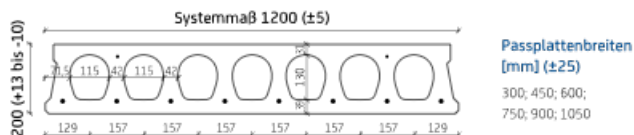


BV: 21069-1 AKK Aufstockung Reha - Position: 3.3.3

Teilsicherheitsbeiwerte	gamma q:	1.50	gamma g:	1.35
Kombinationsbeiwerte	phi1	0.50	phi2	0.30
Expositionsklasse	XC1			
Feuerwiderstandsklasse	F90			

**Bemessung**

Bewehrung A20B/S6D2-D4

A20B 200 mm

Deckenart:	Hohlplatte
Deckentyp:	A20B
Deckendicke:	20cm
az,oben(mm²/m):	65.00
az,unten(mm²/m):	345.00

**Nachweis der Biegetragfähigkeit**Feldmoment M_{Ed} 35 kNm/m \leq M_{Rd} 65.63 kNm/m = Ausnutzung 53.3%**Nachweis der Querkraftfähigkeit**

Auflager A	$V_{Ed,ct1}$	26.09 kN/m	\leq	$V_{Rd,ct1,bw}$	29.62 kN/m	=	Ausnutzung	88.1% **
	$V_{Ed,fi}$	17.15 kN/m	\leq	$V_{Rd,fi}$	27.12 kN/m	=	Ausnutzung	63.2%
	$V_{Ed,ct2}$	1.78 kN/m	\leq	$V_{Rd,ct2}$	37.85 kN/m	=	Ausnutzung	4.7%

Unterstützung der Träger: Nein

Verbundsteigernde Massnahmen: Nein

Trägerposition: Mitte

Auflager B	$V_{Ed,ct1}$	26.09 kN/m	\leq	$V_{Rd,ct1,bw}$	29.62 kN/m	=	Ausnutzung	88.1% **
	$V_{Ed,fi}$	17.15 kN/m	\leq	$V_{Rd,fi}$	27.12 kN/m	=	Ausnutzung	63.2%
	$V_{Ed,ct2}$	1.78 kN/m	\leq	$V_{Rd,ct2}$	37.85 kN/m	=	Ausnutzung	4.7%

Unterstützung der Träger: Nein

Verbundsteigernde Massnahmen: Nein

Trägerposition: Mitte

Durchbiegungvorhandene Durchbiegung $(L/2661) = 2.02$ mm zul. Durchbiegung $L/300 = 17.89$ mm

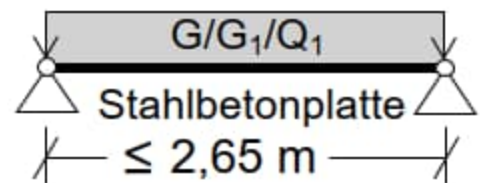
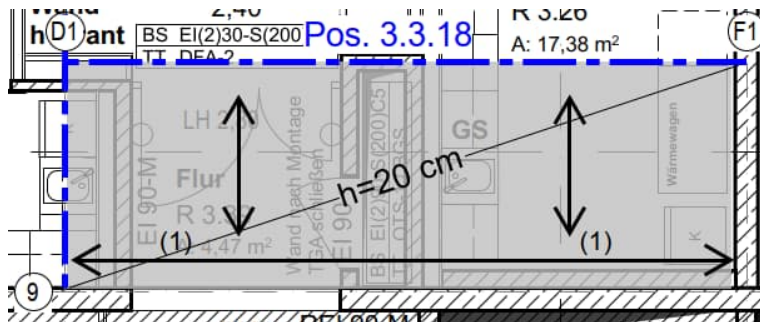
**Der Nachweis der Querkraft des biegeweichen Auflagers wurde vereinfacht nach der 50%-Regel geführt.



Pos. 3.3.3.1 Stahlbetonplatte h=20 cm Decke über 3.OG – Achse D1-F1 / 8-9

1. Statische Systeme

Die Deckenplatte spannt einachsig zwischen der grundfest geführten Stahlbetonwand in Achse 9 und dem Deckenträger Pos. 3.2.18. Im mittleren Bereich ist eine Deckenöffnung für einen TGA-Schacht vorgesehen. Über die Flächenlasten hinaus wird die Deckenplatte daher zusätzlich aus den Linienlasten der beiden Mauerwerkswände des TGA-Schachtes im darüber liegenden Geschoss parallel zur Spannrichtung belastet. Die Wände liegen jeweils unmittelbar neben der Deckenöffnung des Schachtes, so dass für die Bemessung hier nur eine reduzierte mitwirkenden Plattenbreite angesetzt werden kann.



(1) Anschluss zur Bestandswand

Baustoffe

- Betonfestigkeit: C 30/37
- Expositionsklassen: XC3, WO (oben) (Dachdecke / oberseitige Abdichtung)
XC1, WO (unten) (Innenbauteil / unterseitig)
- Zulässige Rissbreiten: $w_k = 0,30 \text{ mm}$ (Dachdecke / oberseitig)
 $w_k = 0,40 \text{ mm}$ (Innenbauteil / unterseitig)
- Betondeckung: $c_{\text{nom}} = 35 \text{ mm}$
- Bewehrung: B500 A oder B

2. Belastung

→ Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen

Einwirkende Lasten

		G	Q
• Eigengewicht:	→ wird programmintern generiert	$G = 0,20 \cdot 25 = 5,00$	[kN/m²]
• Ausbau- und Nutzflächenlasten:		$G_1 / Q_1 = 2,90 / 1,00$	[kN/m²]

3. Schnittgrößen und Bemessung

→ Bei geringerer Lasteinwirkung Bemessung wie Pos. 3.2.2 (siehe dort)

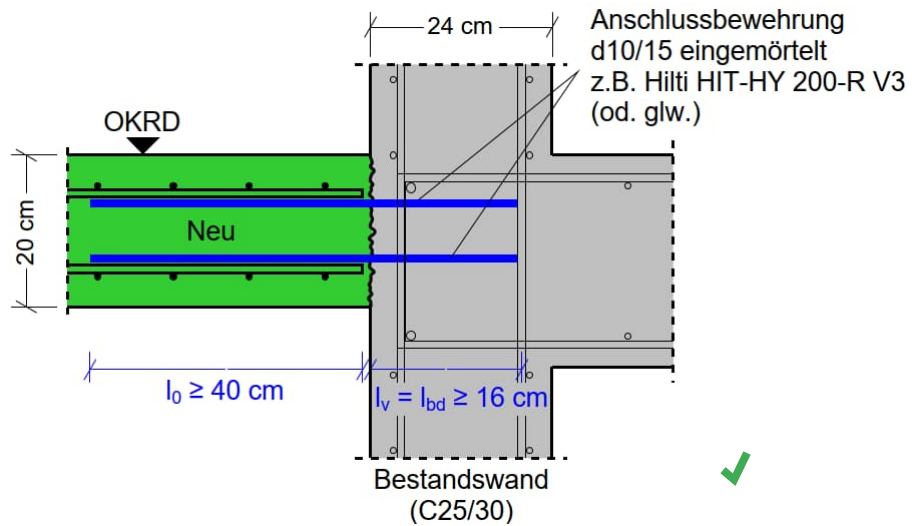
Biegebemessung

- Gewählt Längsbewehrung $\varnothing 10/15$ obere + untere Lage (vorh. $A_s = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$)
Querbewehrung $\varnothing 10/15$ obere + untere Lage

Auflager / Anschluss zur Bestandswand Achse D1-F1 / 9

- Gewählt: $\varnothing 10/15$ obere + untere Lage eingemörtelt
z.B. Hilti HIT-HY 200-R V3 (od. glw.)

Die Anschlussfuge ist vor dem Betonieren aufzurauen (Zuschlagstoffe freilegen) und vorzunässen.



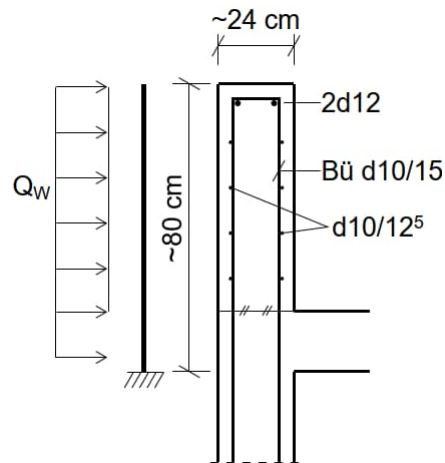
Pos. 3.3.3.2 Stahlbeton-Attika h=24 cm (umlaufend) – Achsen A-N / 1-9

1. Statische Systeme und Belastung

Die über der Dachgeschosebene entlang der Deckenränder umlaufende Attika ist in Bezug auf die Tragkonstruktion ein nichttragendes Bauteil und wird unter konstruktiven Aspekten ausgeführt.

Baustoffe

- Betonfestigkeit: C 25/30
- Expositionsklassen: XC1, WO (außenseitig / hinter WDV)S)
- Zulässige Rissbreiten: $w_k = 0,40 \text{ mm}$
- Betondeckung: $c_{\text{nom}} = 35 \text{ mm}$
- Bewehrung: B500 A oder B ✓



Einwirkende Lasten

- Horizontale Windlast (→ siehe Heft 2): Bereich B $Q_w = \frac{G}{Q} 1,41 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ ✓

2. Schnittgrößen und Bemessung

Einspannung

$$M_d = 1,41 \cdot 1,50 \cdot 0,80^2 / 2 \sim 0,7 \text{ kNm/m} \quad \checkmark$$

→ Beanspruchung gering, Bewehrung wird konstruktiv gewählt

Bewehrung

- Grundbewehrung: vertikal $\varnothing 10/15$ je Seite \updownarrow (5,24 cm²/m je Seite)
horizontal $\varnothing 10/12^5$ je Seite \leftrightarrow (6,28 cm²/m je Seite) ✓

Nachweis zur Begrenzung der Rissbreite infolge Hydratation

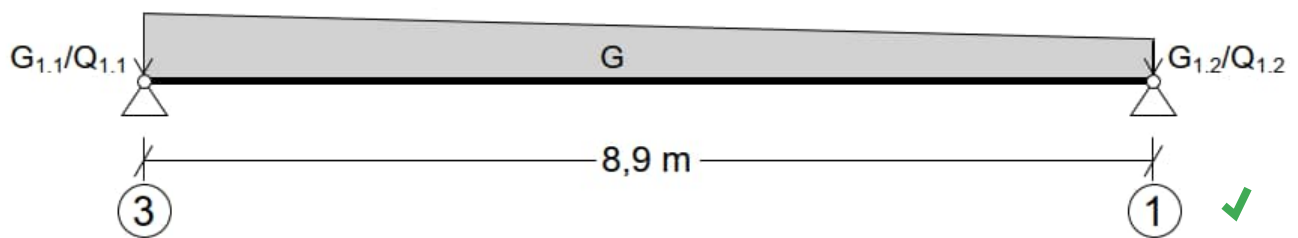
→ Siehe gesonderte Berechnung Heft 5 – Wände, „Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite“

- Grundbewehrung $\varnothing 10/12^5 \leftrightarrow$ $w_k = 0,35 \text{ mm} < 0,40 \text{ mm} = w_{k,\text{zul}}$ (h = 24 cm / XC1) ✓

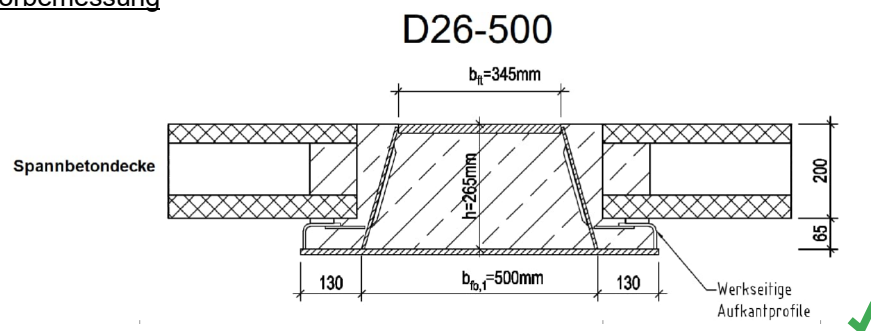
Pos. 3.3.4 Deckenträger im 3.OG – Achse B+M / 1-3

1. Statisches System

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten
- Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
- Belastung aus der Decke wie Pos. 3.3.5, hier jedoch linear veränderliche Lasteinzugsbreite

Achsen L-N/3: Lasteinzugsbreite = $(3,35 + 5,40) / 2 = 4,38$ m
 Achsen L-N/1: Lasteinzugsbreite = $(3,35 + 3,10) / 2 = 3,23$ m
 Im Mittel: Lasteinzugsbreite = $(4,38 + 3,23) / 2 = 3,81$ m

Einwirkende Lasten

		G	Q
• Eigengewicht:	$G \leq 0,76 \cdot 0,26^5 \cdot 25 + 2,00 =$	7,04	[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke (Achse 3):			
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (4,38 - 0,76) =$	11,58	[kN/m]
Ausbaulast (2,90 kN/m²)	$G = 2,90 \cdot 4,38 =$	12,70	[kN/m]
Nutzflächenlast (1,00 kN/m²)	$Q = 1,00 \cdot 4,38 =$		4,38 [kN/m]
	$\Sigma G_{1.1}/Q_{1.1} =$	24,28 /	4,38 [kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke (Achse 1):			
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (3,23 - 0,76) =$	7,90	[kN/m]
Ausbaulast (2,90 kN/m²)	$G = 2,90 \cdot 3,23 =$	9,37	[kN/m]
Nutzflächenlast (1,00 kN/m²)	$Q = 1,00 \cdot 3,23 =$		3,23 [kN/m]
	$\Sigma G_{1.2}/Q_{1.2} =$	17,27 /	3,23 [kN/m]

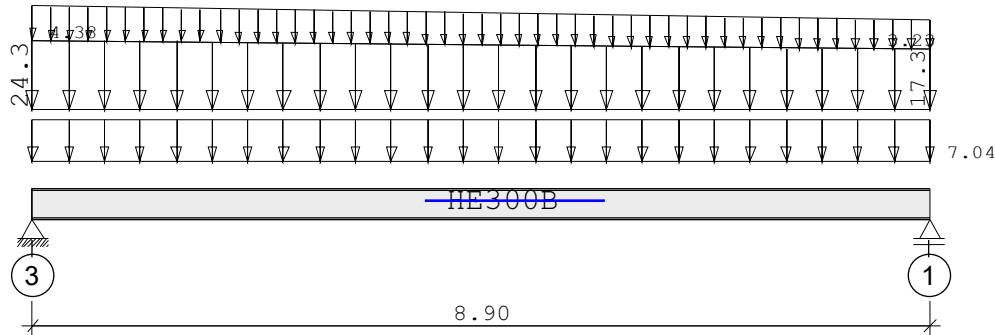
3. Last- und Schnittgrößenermittlung

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Pos. 3.3.04 Deckenträger im 3.OG - Achsen B+M/1-3

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 75



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Spannbeton-Hohlplattendecke als SlimFloor-Decke
Nur Last- und Schnittgrößenermittlung für die Trägerbemessung !

System	Länge	Querschnittswerte
Feld	L (m)	QNr. I (cm ⁴) Wo (cm ³) Wu (cm ³)
1	8.900 ✓ konstant	1 25170.0 1678.0 1678.0 HE300B

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

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				
Typ EG Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		7.040	0.000	1.000			G
4 B	0.000	24.280	4.380	1.000	0.000	8.900	G1/Q1
		17.270	3.230				

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3

Auflagerkräfte	(kN)					
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	128.98	17.79	0.00	146.76	146.76	128.98
2	118.58	16.08	0.00	134.66	134.66	118.58
Summe:	247.55	33.86 ✓	0.00	281.42	281.42	247.55

Ergebnisse für γ -fache Lasten

Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum					(kNm , kN)
Feld	Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1 x0 = 4.350	428.50	0.00	0.00	200.80	-184.20

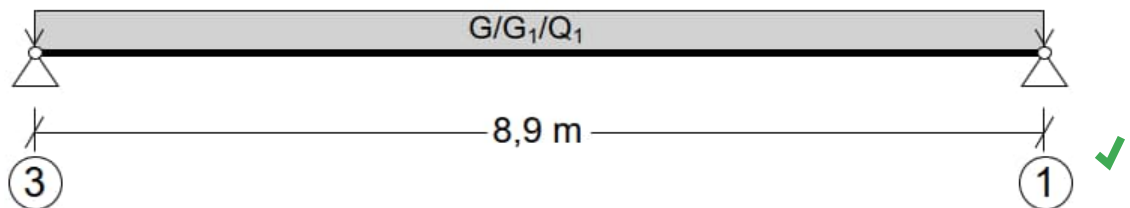
Stützmomente Maximum					(kNm , kN)	
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	200.79	200.80	128.98
2	0.00	0.00	-184.20	0.00	184.20	118.58



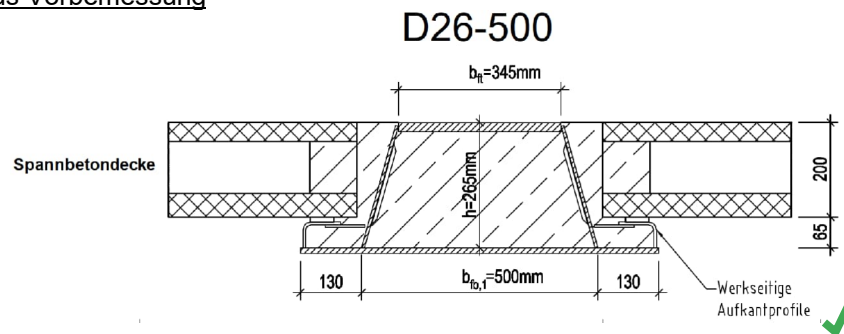
Pos. 3.3.5 Deckenträger im 3.OG – Achse C- E- F/1-3

1. Statisches System

→ Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

→ Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
→ Lasteinzugsbreite Decke = $(3,60 + 3,60) / 2 = 3,60$ m

Einwirkende Lasten

		G	Q	
• Eigengewicht:	$G \leq 0,76 \cdot 0,26^5 \cdot 25 + 2,00 =$	7,04		[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke:				
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (3,60 - 0,76) = 3,20 \cdot 2,84 =$	9,09		[kN/m]
Ausbaulast (2,90 kN/m²)	$G = 2,90 \cdot 3,60 =$	10,44		[kN/m]
Nutzflächenlast (1,00 kN/m²)	$Q = 1,00 \cdot 3,60 =$		3,60	[kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	19,53 /	3,60	[kN/m]

3. Last- und Schnittgrößenermittlung

Auflagerkräfte

- Ständige Lasten: $A_{G,k} = (19,53 + 7,04) \cdot 8,90 / 2 \sim 118$ kN
- Veränderliche Lasten: $A_{Q,k} = 3,60 \cdot 8,90 / 2 \sim 16$ kN

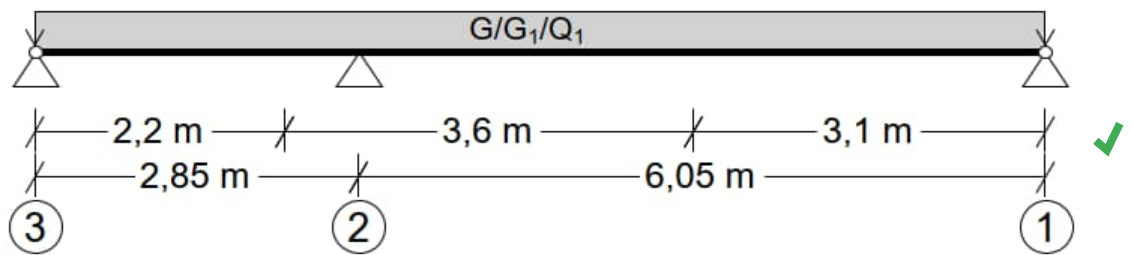
Bemessungsschnittgrößen (GZT)

- Querkraft: $\max. |V_d| = 1,35 \cdot 118 + 1,50 \cdot 16 = 183$ kN
- Biegemoment: $\max. M_d = (1,35 \cdot 26,57 + 1,50 \cdot 3,60) \cdot 8,90^2 / 8 = 409$ kNm

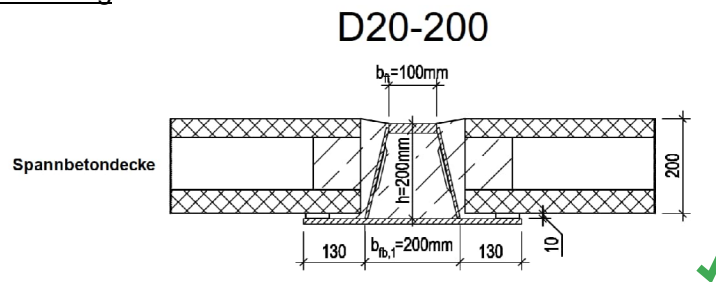
Pos. 3.3.5.1 Deckenträger im 3.OG – Achse L/1-3

1. Statisches System

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten
- Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
- Belastung wie Pos. 3.3.5
- Lasteinzugsbreite Decke = $(3,60 + 3,60) / 2 = 3,60$ m

Einwirkende Lasten

		G	Q	
• Eigengewicht:	$G \leq 0,46 \cdot 0,20 \cdot 25 + 2,00 \leq$	5,00		[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke:				
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (3,60 - 0,76) = 3,20 \cdot 2,84 =$	9,09		[kN/m]
Ausbaulast (2,90 kN/m²)	$G = 2,90 \cdot 3,60 =$	10,44		[kN/m]
Nutzflächenlast (1,00 kN/m²)	$Q = 1,00 \cdot 3,60 =$		3,60	[kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	19,53 /	3,60	[kN/m]

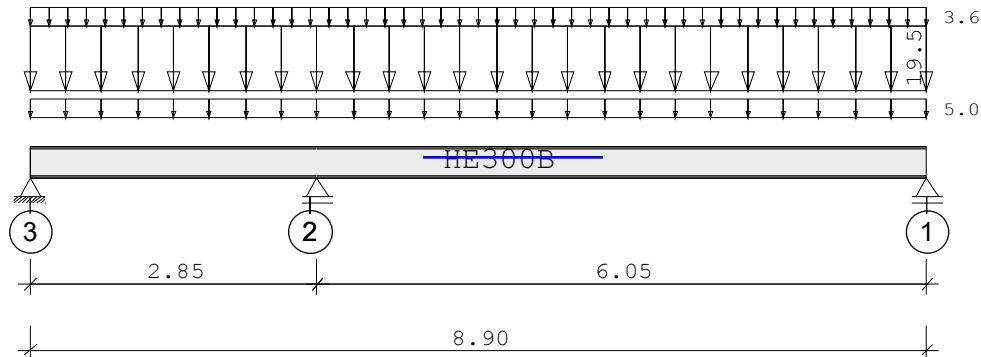
3. Last- und Schnittgrößenermittlung

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Pos. 3.3.05.1 Deckenträger im 3.OG - Achsen L/1-3

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 75



Stahlträger über 2 Felder S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Spannbeton-Hohlplattendecke als SlimFloor-Decke
Nur Last- und Schnittgrößenermittlung für die Trägerbemessung !

System	Länge	Querschnittswerte			
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³) Wu (cm ³)
1	2.850	konstant	1	25170.0	1678.0 1678.0 HE300B
2	6.050	konstant	1	25170.0	1678.0 1678.0 HE300B

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
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		
Typ	EG	Gr	VK	g _L /r	q _L /r	Fak.	Abst. Lb/Lc
1	B			5.000	0.000	1.000	
1	B			19.530	3.600	1.000	

Einwirkungen:				ψ0	ψ1	ψ2	γ
Nr	KI	Bezeichnung					
B	1	Büros		0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	5.39	4.72	-3.93	6.18	10.11	1.46
2	152.65	22.40	0.00	175.06	175.06	152.65
3	60.27	9.04	-0.19	69.12	69.31	60.08
Summe:	218.32	36.16	-4.12	250.36	254.48	214.19

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum					(kNm , kN)	
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 0.375	2.67	0.00	-115.52	14.35	-95.42
2	x0 = 3.590	116.99	-130.56	0.00	138.09	-94.93



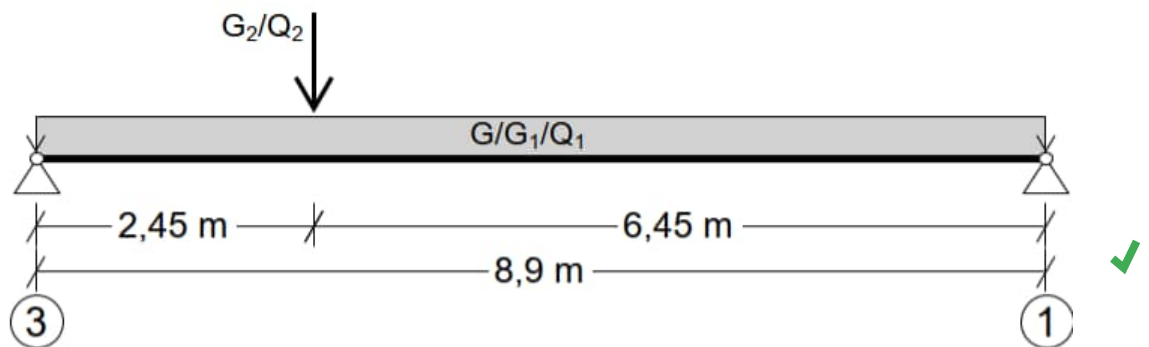
Stützmomente Maximum					(kNm , kN)	
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F
1		0.00	0.00	0.00	14.35	14.35
2		-132.31	-132.31	-101.31	138.38	239.69
3		0.00	0.00	-94.93	0.00	94.93



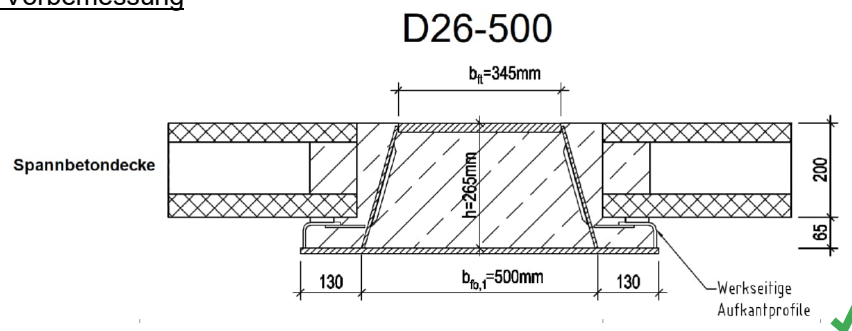
Pos. 3.3.5.2 Deckenträger im 3.OG – Achse K/1-3

1. Statisches System

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten
- Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
- Belastung wie Pos. 3.3.5
- Lasteinzugsbreite Decke = $(3,60 + 3,60) / 2 = 3,60$ m

Einwirkende Lasten

		G	Q
• Eigengewicht:	$G \leq 0,76 \cdot 0,265 \cdot 25 + 2,00 =$	7,04	[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke:			
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (3,60 - 0,76) = 3,20 \cdot 2,84 =$	9,09	[kN/m]
Ausbaulast (2,90 kN/m²)	$G = 2,90 \cdot 3,60 =$	10,44	[kN/m]
Nutzflächenlast (1,00 kN/m²)	$Q = 1,00 \cdot 3,60 =$		3,60 [kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	19,53 /	3,60 [kN/m]
• Aus RLT-Bühne (Dachebene) – Auflager 4.4+3.2	$G_2 / Q_2 =$	3,00 /	7,00 [kN]

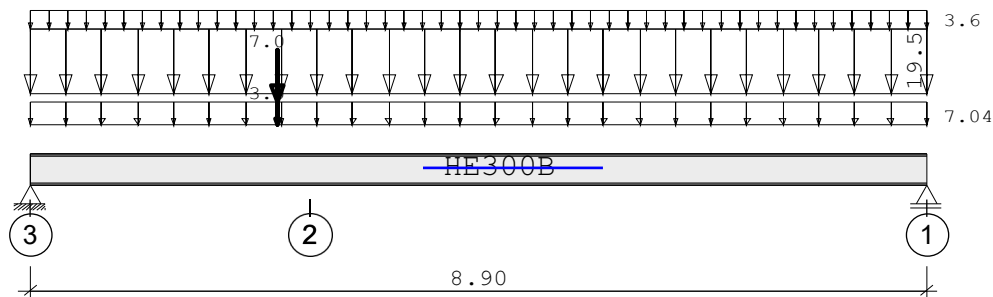
3. Last- und Schnittgrößenermittlung

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Pos. 3.3.5.2 Deckenträger im 3.OG - Achsen K/1-3

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 75



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Spannbeton-Hohlplattendecke als SlimFloor-Decke
Nur Last- und Schnittgrößenermittlung für die Trägerbemessung !

System	Länge	Querschnittswerte
Feld	L (m)	QNr. I (cm ⁴) Wo (cm ³) Wu (cm ³)
1	8.900 konstant	1 25170.0 1678.0 1678.0 HE300B

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
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				
Typ EG Gr	VK	g _{l/r}	q _{l/r}	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		7.040	0.000	1.000		G	
1 B		19.530	3.600	1.000		G1/Q1	
2 B	0.000	3.000	7.000	1.000	2.450	G2/Q2	

Einwirkungen:				ψ0	ψ1	ψ2	γ
Nr	Kl	Bezeichnung					
B	1	Büros		0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	120.41	21.09	0.00	141.50	141.50	120.41
2	119.06	17.95	0.00	137.01	137.01	119.06
Summe:	239.47	39.04	0.00	278.51	278.51	239.47

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm, kN)					
Feld	Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1 x0 = 4.350	426.64	0.00	0.00	194.19	-187.65

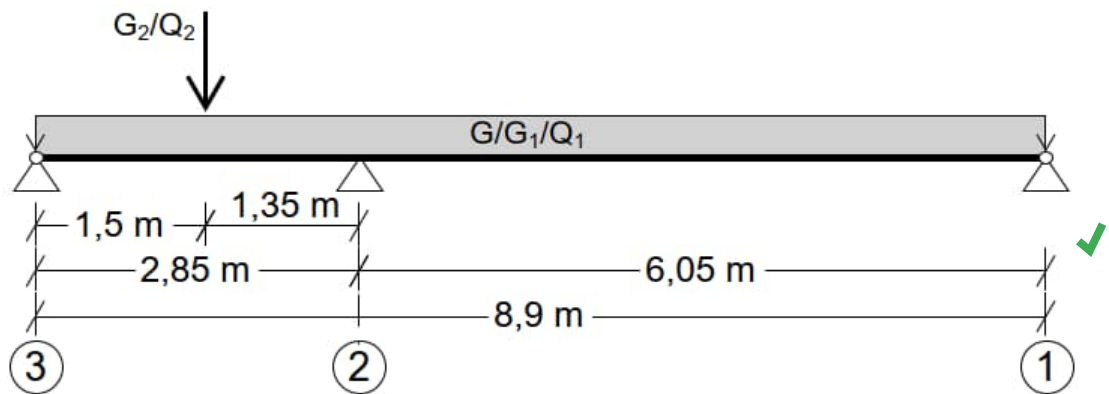
Stützmomente Maximum					(kNm , kN)	
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	194.19	194.19	120.41
2	0.00	0.00	-187.65	0.00	187.65	119.06



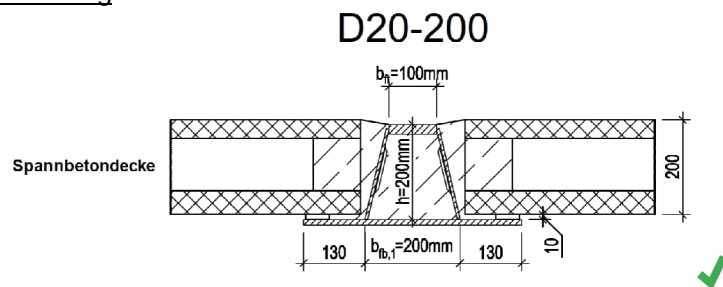
Pos. 3.3.5.3 Deckenträger im 3.OG – Achse J/1-3

1. Statisches System

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten
- Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
- Belastung wie Pos. 3.3.5
- Lasteinzugsbreite Decke = $(3,60 + 3,60) / 2 = 3,60$ m

Einwirkende Lasten

		G	Q
• Eigengewicht:	$G \leq 0,46 \cdot 0,20 \cdot 25 + 2,00 \leq$	5,00	[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke:			
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (3,60 - 0,76) = 3,20 \cdot 2,84 =$	9,09	[kN/m]
Ausbaulast (2,90 kN/m²)	$G = 2,90 \cdot 3,60 =$	10,44	[kN/m]
Nutzflächenlast (1,00 kN/m²)	$Q = 1,00 \cdot 3,60 =$		3,60 [kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	19,53 /	3,60 [kN/m]
Aus RLT-Bühne (Dachebene) – Auflager 4.3	$G_2 / Q_2 =$	6,00 /	13,00 [kN]

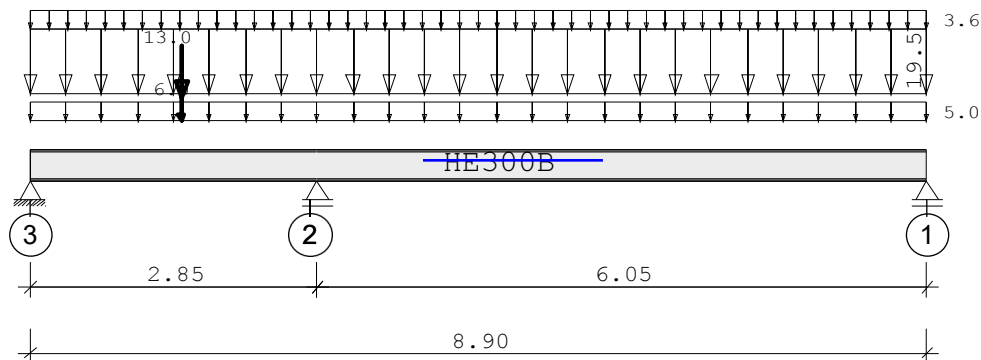
3. Last- und Schnittgrößenermittlung

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Pos. 3.3.05.3 Deckenträger im 3.OG - Achsen J/1-3

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 75



Stahlträger über 2 Felder S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Spannbeton-Hohlplattendecke als SlimFloor-Decke
Nur Last- und Schnittgrößenermittlung für die Trägerbemessung !

System	Länge	Querschnittswerte				
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)
1	2.850	konstant	1	25170.0	1678.0	1678.0
2	6.050	konstant	1	25170.0	1678.0	1678.0

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
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		
Typ EG Gr	VK	g _{L/r}	q _{L/r}	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		5.000	0.000	1.000		G	
1 B		19.530	3.600	1.000		G1/Q1	
2 B	0.000	6.000	13.000	1.000	1.500	G2/Q2	

Einwirkungen:							
Nr	Kl	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ	
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50	

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	7.86	10.09	-3.93	14.02	17.95	3.94
2	156.35	30.41	0.00	186.76	186.76	156.35
3	60.10	9.04	-0.57	68.58	69.14	59.54
Summe:	224.32	49.54	-4.50	269.36	273.85	219.82

Ergebnisse für γ -fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum					(kNm , kN)	
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 0.765	8.83	0.00	-90.45	22.99	-87.81
2	x0 = 3.590	116.41	-131.96	0.00	138.32	-94.70



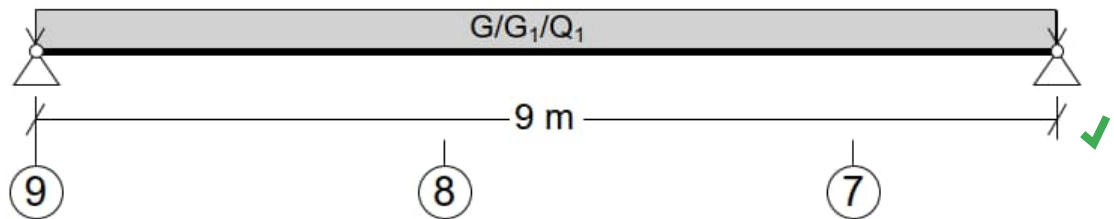
Stützmomente Maximum					(kNm , kN)	
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	25.74	25.74	1.97
2	-137.11	-137.11	-117.52	139.17	256.69	156.35
3	0.00	0.00	-94.70	0.00	94.70	59.25



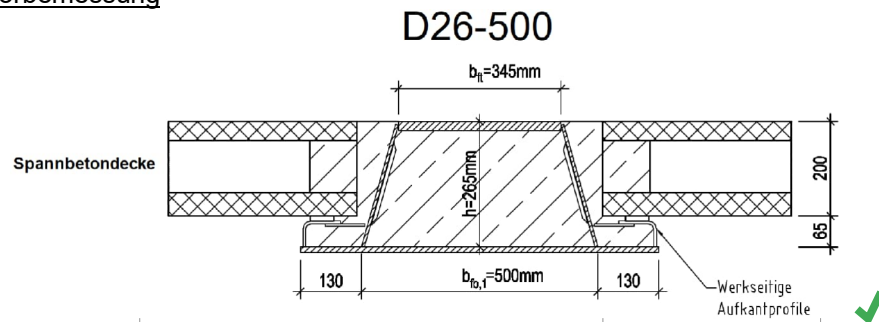
Pos. 3.3.6 Deckenträger im 3.OG – Achse F1-H1/6-9

1. Statisches System

- Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
- Lasteinzugsbreite Decke = $(4,20 + 3,00) / 2 = 3,60$ m

Einwirkende Lasten

		G	Q
• Eigengewicht:	$G \leq 0,76 \cdot 0,26^5 \cdot 25 + 2,00 =$	7,04	[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke:			
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (3,60 - 0,76) = 3,20 \cdot 2,84 =$	9,09	[kN/m]
Ausbaulast (2,90 kN/m²)	$G = 2,90 \cdot 3,60 =$	10,44	[kN/m]
Nutzflächenlast (1,00 kN/m²)	$Q = 1,00 \cdot 3,60 =$		3,60 [kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	19,53 /	3,60 [kN/m]

3. Last- und Schnittgrößenermittlung

Auflagerkräfte

- Ständige Lasten: $A_{G,k} = (19,53 + 7,04) \cdot 9,00 / 2 \sim 120$ kN
- Veränderliche Lasten: $A_{Q,k} = 3,60 \cdot 9,00 / 2 \sim 16$ kN

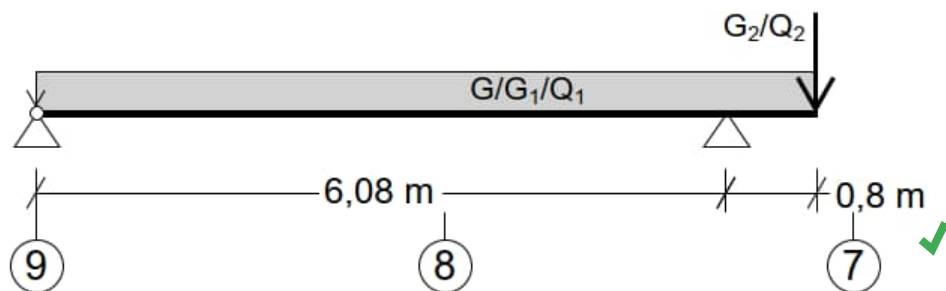
Bemessungsschnittgrößen (GZT)

- Querkraft: $\max. |V_d| = 1,35 \cdot 120 + 1,50 \cdot 16 = 186$ kN
- Biegemoment: $\max. M_d = (1,35 \cdot 26,57 + 1,50 \cdot 3,60) \cdot 9,00^2 / 8 = 418$ kNm

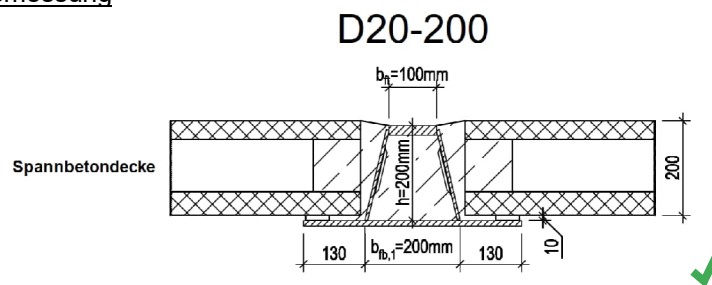
Pos. 3.3.7 Deckenträger im 3.OG – Achse H1/6-9

1. Statisches System

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten
- Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
- Die geringere Deckenlast im Bereich des angrenzenden Oberlichts wird vernachlässigt (→ sichere Seite)
- Lasteinzugsbreite Decke = $(3,85 + 3,00) / 2 = 3,425$ m

Einwirkende Lasten

		G	Q
• Eigengewicht:	$G \leq 0,46 \cdot 0,20 \cdot 25 + 2,00 \leq$	5,00	[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke:			
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (3,43 - 0,46) = 3,20 \cdot 2,97 =$	9,50	[kN/m]
Ausbaulast (2,90 kN/m²)	$G = 2,90 \cdot 3,43 =$	9,95	[kN/m]
Nutzflächenlast (1,00 kN/m²)	$Q = 1,00 \cdot 3,43 =$		3,43 [kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	19,45 /	3,43 [kN/m]
• Deckenbereich Oberlicht (1/2 Öffnungsbreite):	$G_2 \leq 1,20 / 2 \cdot 24,45 =$	14,67	[kN]
	$Q_2 \leq 1,20 / 2 \cdot 3,43 =$		2,06 [kN]

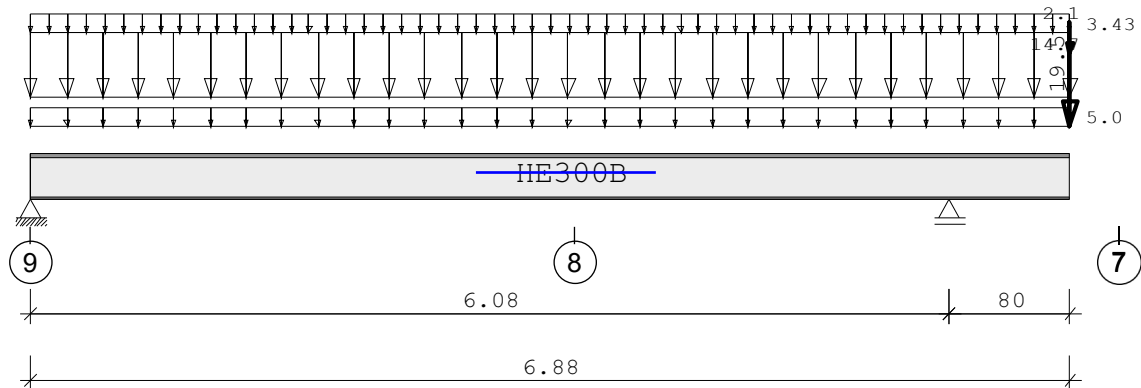
3. Last- und Schnittgrößenermittlung

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Pos. 3.3.07 Deckenträger im 3.OG - Achsen H1/6-9

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 50



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Spannbeton-Hohlplattendecke als SlimFloor-Decke
Nur Last- und Schnittgrößenermittlung für die Trägerbemessung

System	Länge	Querschnittswerte
Feld	L (m)	QNr. I (cm ⁴) Wo (cm ³) Wu (cm ³)
1	6.080	konstant 1 25170.0 1678.0 1678.0 HE300B
Kragarm rechts	0.800	konstant 1 25170.0 1678.0 1678.0 HE300B

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

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				
Typ EG Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		5.000	0.000	1.000			G
1 B		19.450	3.430	1.000		G1/Q1	
2 B	0.000	14.700	2.100	1.000	6.880	G2/Q2	

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3

Auflagerkräfte

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	71.11	10.43	-0.46	81.08	81.53	70.65
2	111.81	15.73	0.00	127.54	127.54	111.81
Summe:	182.92	26.16	-0.46	208.61	209.07	182.46

Ergebnisse für γ -fache Lasten

Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum						(kNm , kN)
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 2.930	163.32	0.00	-26.44	111.64	-120.33



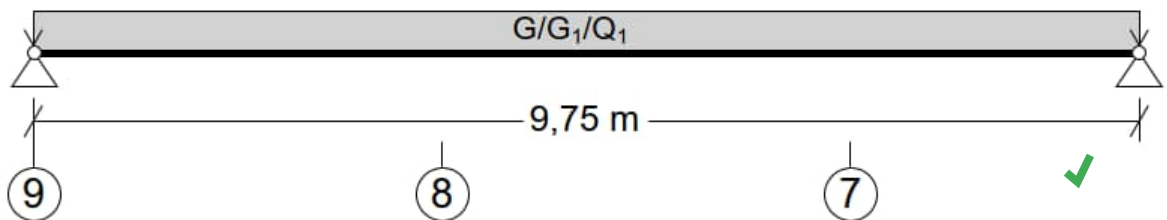
Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	111.63	111.64	70.42
2	-30.60	-30.60	-121.02	53.52	174.53	111.81



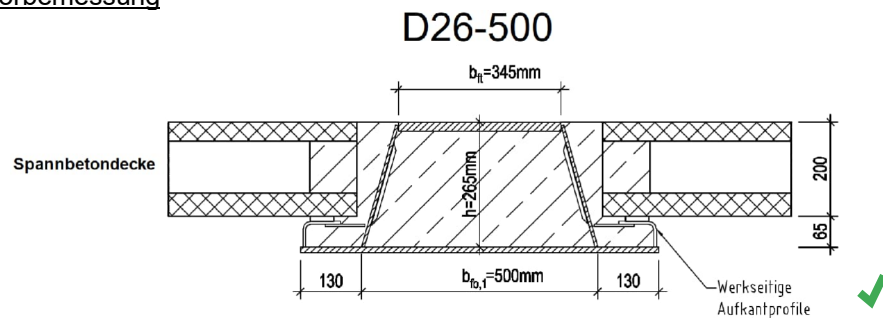
Pos. 3.3.8 Deckenträger im 3.OG – Achse H1-J1/6-9

1. Statisches System

- Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
→ Lasteinzugsbreite Decke = $(3,85 + 3,35) / 2 = 3,60$ m

Einwirkende Lasten

		G	Q	
• Eigengewicht:	$G \leq 0,76 \cdot 0,26^5 \cdot 25 + 2,00 =$	7,04		[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke:				
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (3,60 - 0,76) = 3,20 \cdot 2,84 =$	9,09		[kN/m]
Ausbaulast (2,90 kN/m²)	$G = 2,90 \cdot 3,60 =$	10,44		[kN/m]
Nutzflächenlast (1,00 kN/m²)	$Q = 1,00 \cdot 3,60 =$		3,60	[kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	19,53 /	3,60	[kN/m]

3. Last- und Schnittgrößenermittlung

Auflagerkräfte

- Ständige Lasten: $A_{G,k} = (19,53 + 7,04) \cdot 9,75 / 2 \sim 130$ kN
- Veränderliche Lasten: $A_{Q,k} = 3,60 \cdot 9,75 / 2 \sim 18$ kN

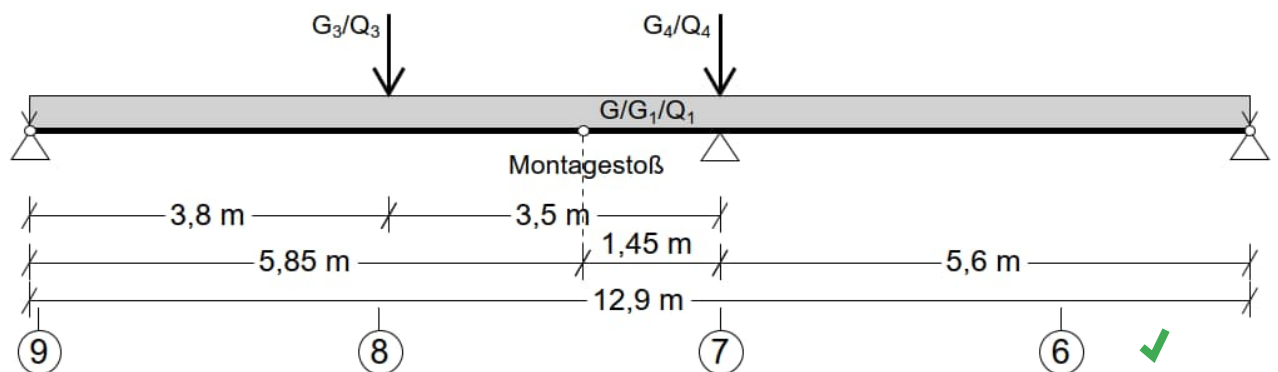
Bemessungsschnittgrößen (GZT)

- Querkraft: $\max. |V_d| = 1,35 \cdot 130 + 1,50 \cdot 18 = 203$ kN
- Biegemoment: $\max. M_d = (1,35 \cdot 26,57 + 1,50 \cdot 3,60) \cdot 9,75^2 / 8 \sim 491$ kNm

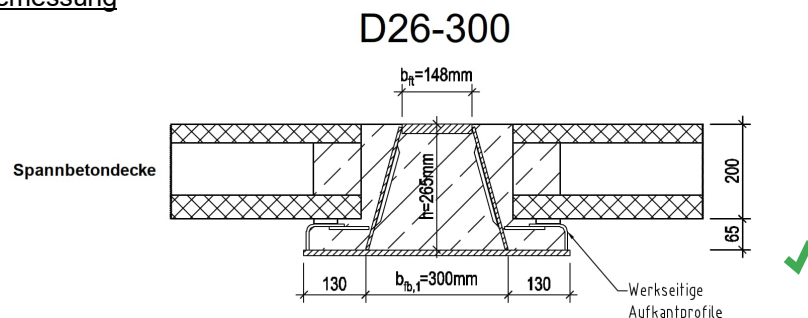
Pos. 3.3.9 Deckenträger im 3.OG – Achse J1/5-9

1. Statisches System

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten
- Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
- Lasteinzugsbreite Decke = $(3,35 + 1,20 \cdot *) / 2 = 2,28 \text{ m}$ (*Streichlast → 1/2 Plattenelementbreite)

Einwirkende Lasten

		G	Q	
• Eigengewicht:	$G \leq 0,56 \cdot 0,26^5 \cdot 25 + 1,30 \sim$	5,00		[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke:				
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (2,28 - 0,56) = 3,20 \cdot 1,72 =$	5,50		[kN/m]
Ausbauast (2,90 kN/m²)	$G = 2,90 \cdot 2,28 =$	6,61		[kN/m]
Nutzflächenlast (1,00 kN/m²)	$Q = 1,00 \cdot 2,28 =$		2,28	[kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	12,11 /	2,28	[kN/m]
• Aus Träger Pos. 3.3.22:	$G_3/Q_3 =$	93 /	14	[kN]
• Aus Träger Pos. 3.3.23:	$G_4/Q_4 =$	104 /	15	[kN]

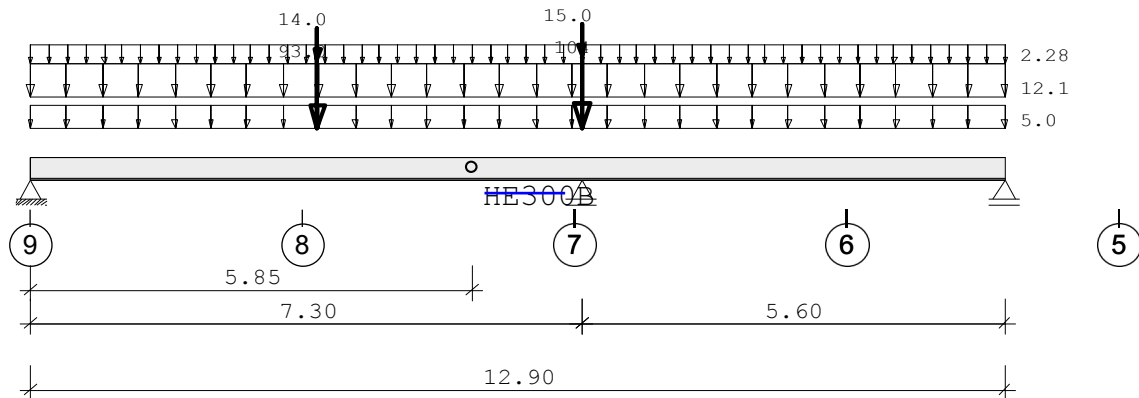
3. Last- und Schnittgrößenermittlung

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Pos. 3.3.09 Deckenträger im 3.OG - Achsen J1/5-9

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 100



Stahlträger über 2 Felder S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Spannbeton-Hohlplattendecke als SlimFloor-Decke
Nur Last- und Schnittgrößenermittlung für die Trägerbemessung

System	Länge	Querschnittswerte			
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³) Wu (cm ³)
1	7.300	konstant	1	25170.0	1678.0 1678.0 HE300B
2	5.600	konstant	1	25170.0	1678.0 1678.0 HE300B

Gelenke : in Feld 1 bei x = 5.850 m **Montagestoß (M=0)** ✓

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
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		
Typ EG Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		5.000	0.000	1.000			G
1 B		12.110	2.280	1.000		G1/Q1	
2 B	0.000	93.000	14.000	1.000	3.800	3.3.22	
2 B	0.000	104.000	15.000	1.000	7.300	3.3.23	

Einwirkungen:						
Nr	Kl	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgekategorie CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	82.64	11.57	0.00	94.21	94.21	82.64
2	318.99	44.96	0.00	363.95	363.95	318.99
3	16.10	6.38	-4.51	17.97	22.48	11.59
Summe:	417.72	62.92	-4.51	476.13	480.64	413.21

Ergebnisse für γ -fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum						(kNm , kN)
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	3.799				
		298.42				
	x =	5.849	0.10			
	x =	5.851	-0.07			
2	x0 =	4.420				
		18.48				
			-240.50			

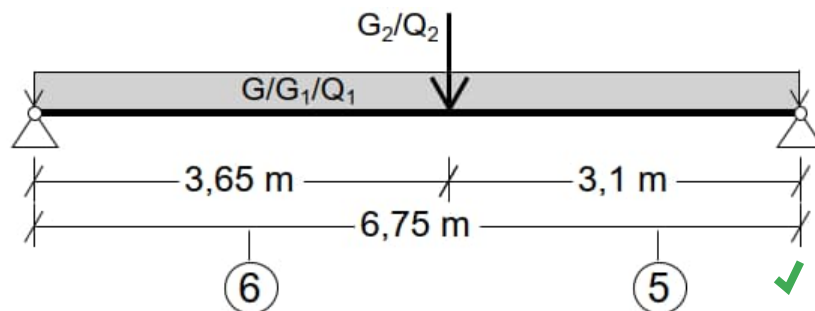
Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F
1		0.00	0.00	0.00	128.92	128.92
2		-278.38	-278.38	-211.21	123.96	498.08*
3		0.00	0.00	-31.30	0.00	31.31

* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

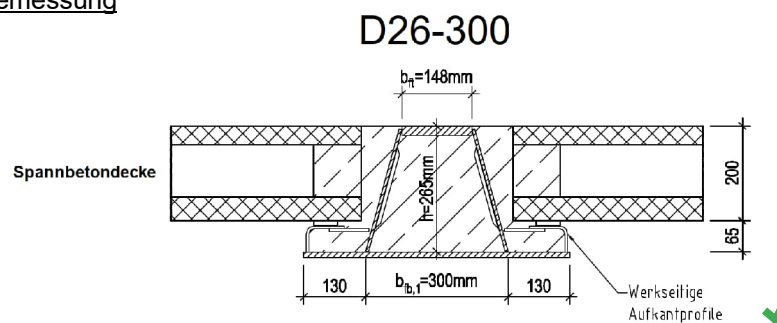
Pos. 3.3.10 Deckenträger im 3.OG – Achse F1-H1/4-7

1. Statisches System

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten
- Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
- Die geringere Deckenlast im Bereich des angrenzenden Oberlichts wird vernachlässigt (→ sichere Seite)
- Lasteinzugsbreite Decke = $(3,35 + 3,85) / 2 = 3,60$ m

Einwirkende Lasten

		G	Q
• Eigengewicht:	$G \leq 0,56 \cdot 0,26^5 \cdot 25 + 1,30 \sim$	5,00	[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke:			
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (3,60 - 0,56) = 3,20 \cdot 3,04 =$	9,73	[kN/m]
Ausbaulast (2,90 kN/m²)	$G = 2,90 \cdot 3,60 =$	10,44	[kN/m]
Nutzflächenlast (1,00 kN/m²)	$Q = 1,00 \cdot 3,60 =$	3,60	[kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	20,17 /	3,60 [kN/m]
• Aus RLT-Bühne (Dachebene) – Auflager 5.2	$G_2 / Q_2 =$	6,00 /	12,00 [kN]

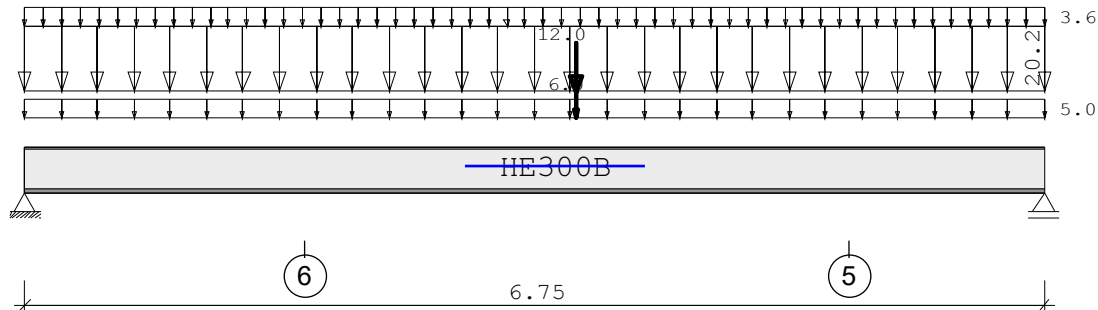
3. Last- und Schnittgrößenermittlung

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Pos. 3.3.10 Deckenträger im 3.OG - Achsen F1-H1/4-7

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 50



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

Spannbeton-Hohlplattendecke als SlimFloor-Decke
Nur Last- und Schnittgrößenermittlung für die Trägerbemessung !

System	Länge		Querschnittswerte			
Feld	L (m)		QNr.	I (cm4)	Wo (cm3)	Wu (cm3)
1	6.750	konstant	1	25170.0	1678.0	1678.0

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
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			
Typ EG Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		5.000	0.000	1.000			G
1 B		20.170	3.600	1.000		G1/Q1	
2 B	0.000	6.000	12.000	1.000	3.650	G2/Q2	

Einwirkungen:						
Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{Fi} = 1.0 Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	87.70	17.66	0.00	105.37	105.37	87.70
2	88.19	18.64	0.00	106.83	106.83	88.19
Summe:	175.90	36.30	0.00	212.20	212.20	175.90

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert γ_G * K_{Fi} = 1.35 über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm , kN)					
Feld	Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 3.649	266.54	0.00	0.00	144.89

Stützmomente Maximum					(kNm , kN)	
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	144.89	144.89	87.70
2	0.00	0.00	-147.02	0.00	147.02	88.19

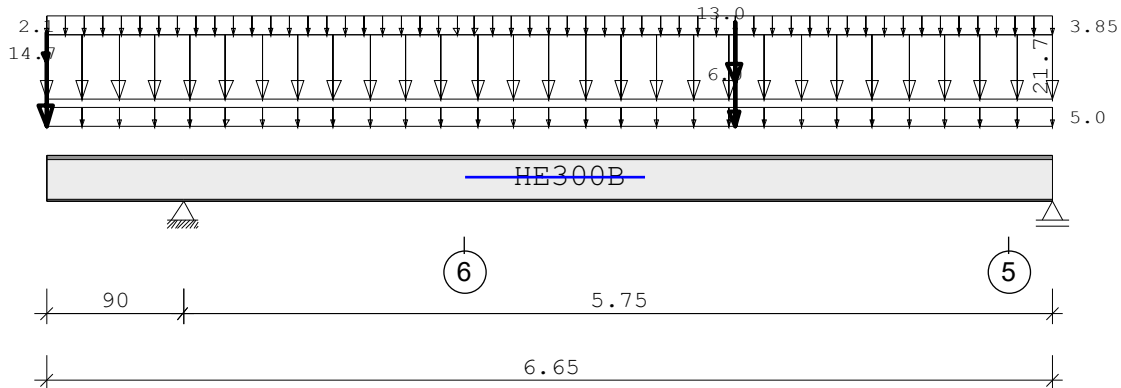


Seite 3-94
geprüft Gebhart

Pos. 3.3.10.1 Deckenträger im 3.OG - Achsen H1/5-7

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 50



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Spannbeton-Hohlplattendecke als SlimFloor-Decke
Nur Last- und Schnittgrößenermittlung für die Trägerbemessung !

System	Länge	Querschnittswerte
Feld	L (m)	QNr. I (cm ⁴) Wo (cm ³) Wu (cm ³)
1	5.750	konstant 1 25170.0 1678.0 1678.0 HE300B
Kragarm links	0.900	konstant 1 25170.0 1678.0 1678.0 HE300B

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
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			
Typ EG Gr	VK	g _{L/r}	q _{L/r}	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		5.000	0.000	1.000			G
1 B		21.700	3.850	1.000		G1/Q1	
2 B	0.000	14.700	2.100	1.000	0.000	G2/Q2	
2 B	0.000	6.000	13.000	1.000	4.550	G3/Q3	

Einwirkungen:						
Nr	Kl	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgekategorie CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	121.87	21.98	0.00	143.85	143.85	121.87
2	76.39	19.32	-0.60	95.11	95.71	75.79
Summe:	198.26	41.30	-0.60	238.96	239.56	197.66

Ergebnisse für γ -fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum						(kNm , kN)
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 3.253	188.54	-32.46	0.00	135.96	-132.11



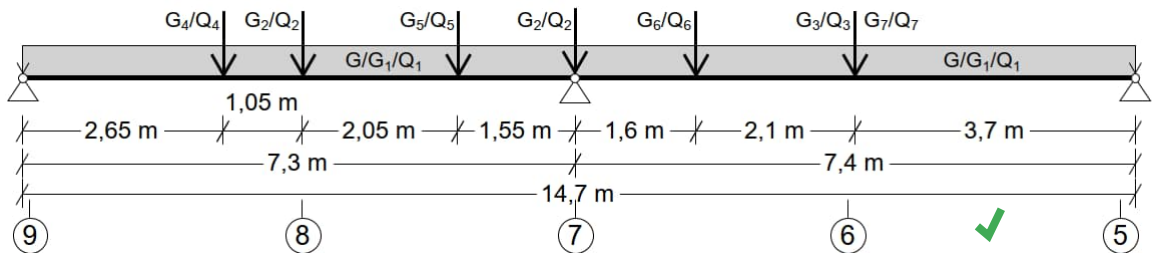
Stützmomente Maximum							(kNm , kN)
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1		-37.63	-37.63	-60.63	136.86	197.49	121.87
2		0.00	0.00	-132.11	0.00	132.11	75.49



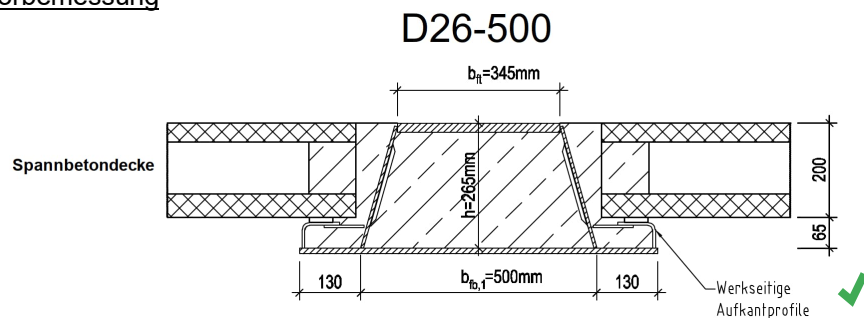
Pos. 3.3.11 Deckenträger im 3.OG – Achse D1/5-9

1. Statisches System

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten
- Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
- Lasteinzugsbreite Decke = 1,20 m (Streichlast → Plattenelementbreite) ✓

Einwirkende Lasten

		G	Q	
• Eigengewicht:	$G \leq 0,76 \cdot 0,26^5 \cdot 25 + 2,00 =$	7,04		[kN/m] ✓
• Spannbeton-Hohlplattendecke:				
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (1,20 - 0,76) = 3,20 \cdot 0,44 =$	1,41		[kN/m]
Ausbaulast (2,90 kN/m²)	$G = 2,90 \cdot 1,20 =$	3,48		[kN/m]
Nutzflächenlast (1,00 kN/m²)	$Q = 1,00 \cdot 1,20 =$		1,20	[kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	4,89 /	1,20	[kN/m] ✓
• Aus Träger Pos. 3.3.20:	$G_2/Q_2 =$	83 /	12	[kN]
• Aus Träger Pos. 3.3.21:	$G_3/Q_3 =$	90 /	13	[kN]
• Aus Träger Pos. 3.3.18:	$G_4/Q_4 =$	82 /	11	[kN]
• Aus Träger Pos. 3.3.19:	$G_5/Q_5 =$	80 /	12	[kN]
• Aus Träger Pos. 3.3.13:	$G_6/Q_6 =$	80 /	10	[kN]
• Aus Träger Pos. 3.3.12:	$G_7/Q_7 =$	78 /	9	[kN] ✓

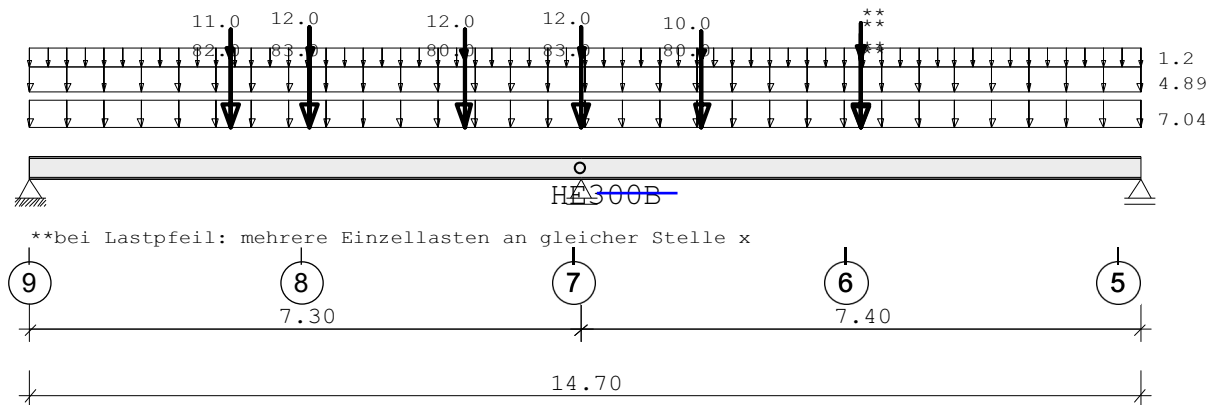
3. Last- und Schnittgrößenermittlung

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten
- Auflager in der Bestandswand Achse D1/9 bei geringerer Auflagerkraft wie Pos. 3.2.11 (siehe dort) ✓

Pos. 3.3.11 Deckenträger im 3.OG - Achsen D1/5-9

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 100



Stahlträger über 2 Felder S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Spannbeton-Hohlplattendecke als SlimFloor-Decke
Nur Last- und Schnittgrößenermittlung für die Trägerbemessung !

System	Länge	Querschnittswerte			
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³) Wu (cm ³)
1	7.300	konstant	1	25170.0	1678.0 1678.0 HE300B
2	7.400	konstant	1	25170.0	1678.0 1678.0 HE300B

Gelenke : in Feld 2 bei x = 0.000 m **Montagestoß (M=0)**

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
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			
Typ EG Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		7.040	0.000	1.000		G	
1 B		4.890	1.200	1.000		G1/Q1	
2 B	0.000	82.000	11.000	1.000	2.650	3.3.18	
2 B	0.000	83.000	12.000	1.000	3.700	3.3.20	
2 B	0.000	80.000	12.000	1.000	5.750	3.3.19	
2 B	0.000	83.000	12.000	1.000	7.300	3.3.20	
2 B	0.000	80.000	10.000	1.000	8.900	3.3.13	
2 B	0.000	90.000	13.000	1.000	11.000	3.3.21	
2 B	0.000	78.000	9.000	1.000	11.000	3.3.12	

Einwirkungen:						
Nr	KI	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	153.70	19.85	0.00	173.55	173.55	153.70
2	452.24	59.19	0.00	511.42	511.42	452.24
3	145.44	17.60	0.00	163.04	163.04	145.44
Summe:	751.37	96.64	0.00	848.01	848.01	751.37

Ergebnisse für γ -fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm , kN)						
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 3.699	621.74	0.00	0.00	237.27	-276.69
2	x0 = 3.700	701.59	0.00	0.00	292.56	-222.74

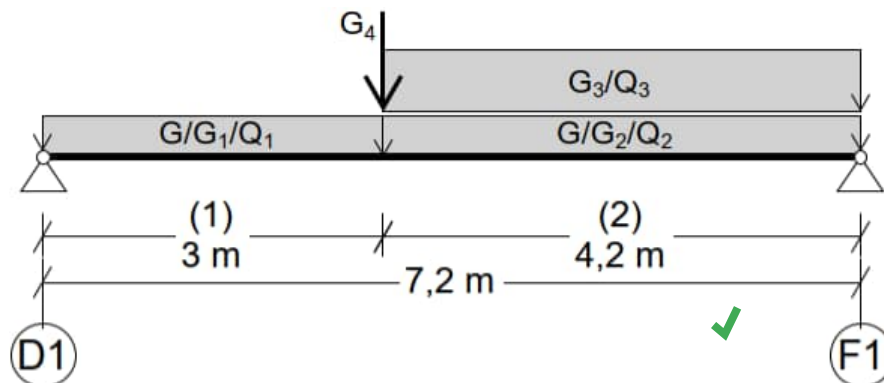
Stützmomente Maximum (kNm , kN)						
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	237.27	237.27	153.70
2	0.00	0.00	-276.69	292.56	699.30*	452.24*
3	0.00	0.00	-222.74	0.00	222.74	145.44

* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

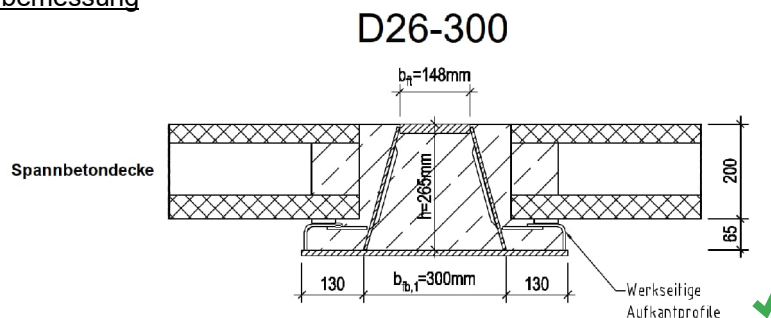
Pos. 3.3.12 Deckenträger im 3.OG – Achse D1-F1/6

1. Statisches System

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten
- Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
- Lasteinzugsbreite Deckenbereich (1) = $(3,00 + 2,00) / 2 = 2,50$ m
- Lasteinzugsbreite Deckenbereich (2) = $3,00 / 2 = 1,50$ m

Einwirkende Lasten

		G	Q
• Eigengewicht:	$G \leq 0,56 \cdot 0,265 \cdot 25 + 1,30 \sim$	5,00	[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke (1):			
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (2,50 - 0,56) =$	6,21	[kN/m]
Ausbaulast (2,90 kN/m²)	$G = 2,90 \cdot 2,50 =$	7,25	[kN/m]
Nutzflächenlast (1,00 kN/m²)	$Q = 1,00 \cdot 2,50 =$		2,50 [kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	13,46 /	2,50 [kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke (2):			
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (1,50 - 0,56) =$	3,00	[kN/m]
Ausbaulast (2,90 kN/m²)	$G = 2,90 \cdot 1,50 =$	4,35	[kN/m]
Nutzflächenlast (1,00 kN/m²)	$Q = 1,00 \cdot 1,50 =$		1,50 [kN/m]
	$\Sigma G_2/Q_2 =$	7,35 /	1,50 [kN/m]



Einwirkende Lasten

		<u>G</u>	<u>Q</u>
• TGA-Schachtkopf (H=1,8 m):			
Mauerwerk (d=17 ⁵ cm, incl. Fassade)	$G = (0,17^5 \cdot 18 + 1,00) \cdot 1,80 =$	7,47	[kN/m]
Schachtdecke (h=12 cm + Aufbau)	$G = (0,12 \cdot 25 + 1,00) \cdot 2,10 / 2 =$	4,20	[kN/m]
Schachtdecke Nutzlast/Schnee	$Q = 1,00 \cdot 2,10 / 2 =$		1,05 [kN/m]
	$\Sigma G_3/Q_3 =$	11,67 /	1,05 [kN/m]
• MW-Querwand (d=17 ⁵ cm):	$G_4 \sim (0,17^5 \cdot 18 + 1,00) \cdot 1,80 \cdot 2,00 / 2 \sim$	7,50	[kN]

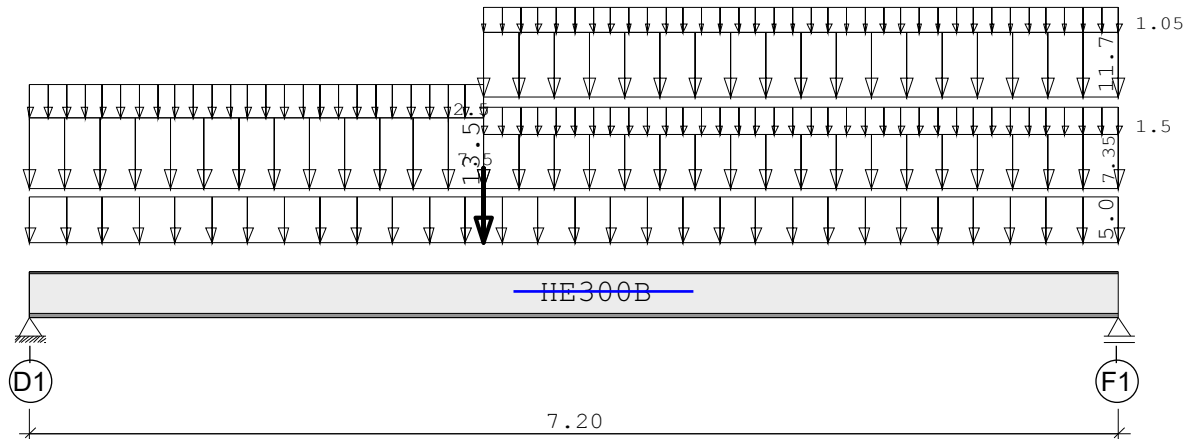
3. Last- und Schnittgrößenermittlung

→ Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Pos. 3.3.12 Deckenträger im 3.OG - Achsen D1-F1/6

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 50



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

Spannbeton-Hohlplattendecke als SlimFloor-Decke
Nur Last- und Schnittgrößenermittlung für die Trägerbemessung

System	Länge	Querschnittswerte				
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)
1	7.200	konstant	1	25170.0	1678.0	1678.0

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
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		
Typ EG Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		5.000	0.000	1.000			G
4 B	0.000	13.460	2.500	1.000	0.000	3.000	G1/Q1
		13.460	2.500				
4 B	0.000	7.350	1.500	1.000	3.000	4.200	G2/Q2
		7.350	1.500				
4 B	0.000	11.670	1.050	1.000	3.000	4.200	G3/Q3
		11.670	1.050				
2 B	0.000	7.500	0.000	1.000	3.000		G4

Einwirkungen:							
Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50	

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{Fi} = 1.0 Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	77.64	9.06	0.00	86.70	86.70	77.64
2	86.12	9.15	0.00	95.27	95.27	86.12
Summe:	163.76	18.21	0.00	181.97	181.97	163.76

Ergebnisse für γ -fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum					(kNm , kN)	
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 3.610	233.05	0.00	0.00	118.41	-129.99

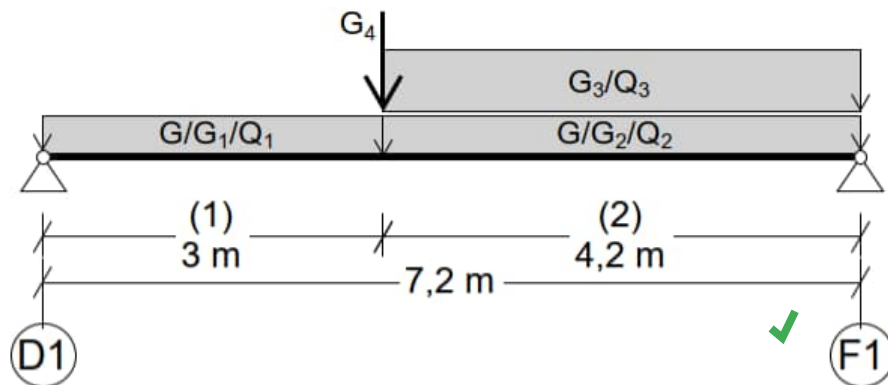


Stützmomente Maximum					(kNm , kN)	
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F
1		0.00	0.00	0.00	118.41	77.64
2		0.00	0.00	-129.99	0.00	86.12

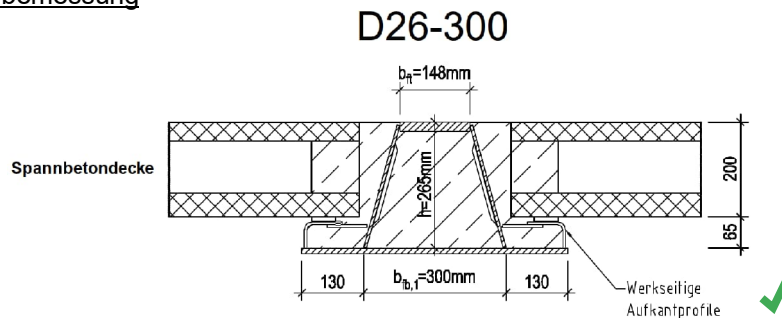
Pos. 3.3.13 Deckenträger im 3.OG – Achse D1-F1/6-7

1. Statisches System

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten
- Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
- Lasteinzugsbreite Deckenbereich (1) = $(3,15 + 2,00) / 2 = 2,58$ m
- Lasteinzugsbreite Deckenbereich (2) = $3,15 / 2 = 1,58$ m

Einwirkende Lasten

		G	Q
• Eigengewicht:	$G \leq 0,56 \cdot 0,26^5 \cdot 25 + 1,30 \sim$	5,00	[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke (1):			
Eigengewicht (3,20 kN/m ²)	$G = 3,20 \cdot (2,58 - 0,56) =$	6,45	[kN/m]
Ausbaulast (2,90 kN/m ²)	$G = 2,90 \cdot 2,58 =$	7,48	[kN/m]
Nutzflächenlast (1,00 kN/m ²)	$Q = 1,00 \cdot 2,58 =$		2,58 [kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	13,93 /	2,58 [kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke (2):			
Eigengewicht (3,20 kN/m ²)	$G = 3,20 \cdot (1,58 - 0,56) =$	3,26	[kN/m]
Ausbaulast (2,90 kN/m ²)	$G = 2,90 \cdot 1,58 =$	4,58	[kN/m]
Nutzflächenlast (1,00 kN/m ²)	$Q = 1,00 \cdot 1,58 =$		1,58 [kN/m]
	$\Sigma G_2/Q_2 =$	7,84 /	1,58 [kN/m]



Einwirkende Lasten

- TGA-Schachtkopf (→ wie Pos. 3.3.12):
- MW-Querwand (→ wie Pos. 3.3.12):

	G	Q
$G_{43}/Q_3 =$	11,67 /	1,05 [kN/m]
$G_4 \sim$	7,50 ✓	[kN] ✓

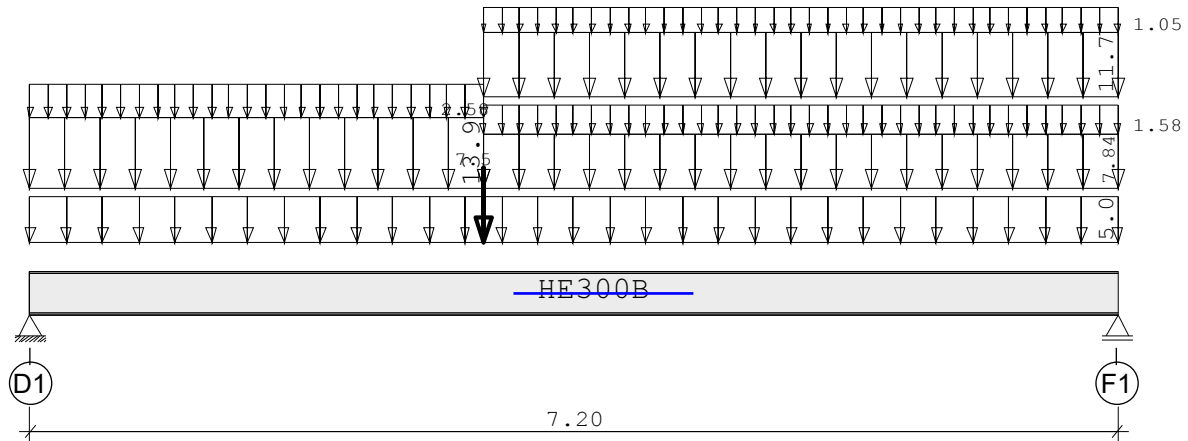
3. Last- und Schnittgrößenermittlung

→ Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Pos. 3.3.13 Deckenträger im 3.OG - Achsen D1-F1/6-7

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 50



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Spannbeton-Hohlplattendecke als SlimFloor-Decke
Nur Last- und Schnittgrößenermittlung für die Trägerbemessung !

System	Länge	Querschnittswerte			
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³) Wu (cm ³)
1	7.200	konstant	1	25170.0	1678.0 1678.0 HE300B

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
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			
Typ EG Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		5.000	0.000	1.000			G
4 B	0.000	13.930	2.580	1.000	0.000 3.000	G1/Q1	
4 B	0.000	7.840	1.580	1.000	3.000 4.200	G2/Q2	
4 B	0.000	11.670	1.050	1.000	3.000 4.200	G3/Q3	
2 B	0.000	7.500	0.000	1.000	3.000	G4	

Einwirkungen:						
Nr	Kl	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	79.36	9.35	0.00	88.71	88.71	79.36
2	87.87	9.44	0.00	97.31	97.31	87.87
Summe:	167.23	18.79	0.00	186.02	186.02	167.23

Ergebnisse für γ -fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum					(kNm , kN)	
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	$x_0 = 3.610$	238.05	0.00	0.00	121.16	-132.78

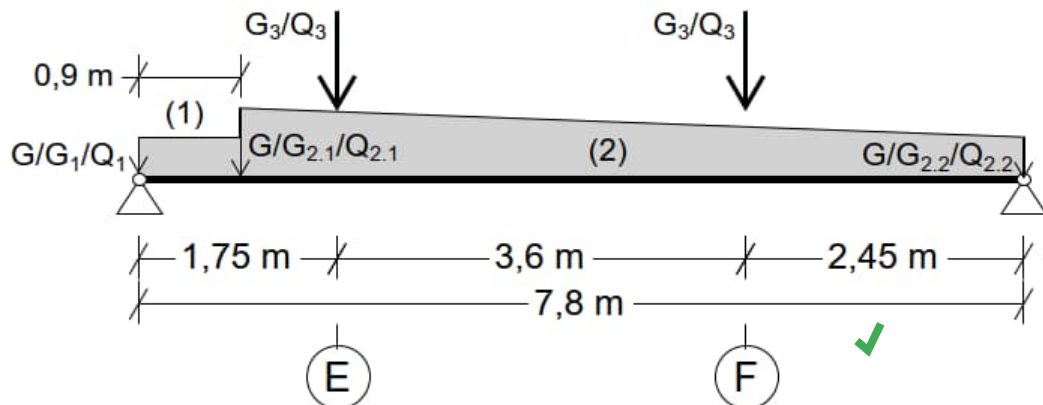


Stützmomente Maximum					(kNm , kN)	
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F
1		0.00	0.00	0.00	121.16	121.16
2		0.00	0.00	-132.78	0.00	132.78

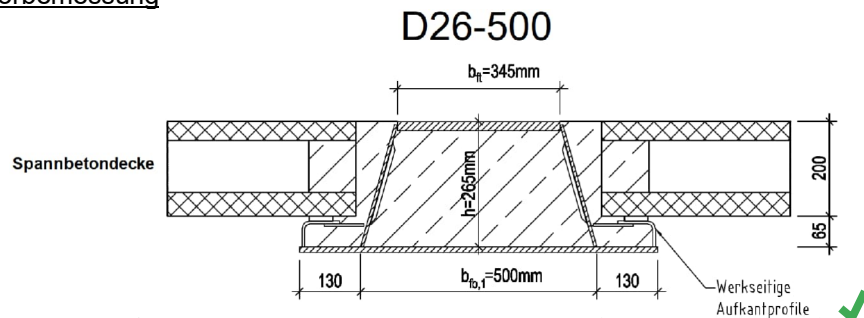
Pos. 3.3.14 Deckenträger im 3.OG – Achse D-G/3

1. Statisches System

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten
- Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
- Lasteinzugsbreite Deckenbereich (1) = $4,00 / 2 = 2,00$ m
- Lasteinzugsbreite Deckenbereich (2.1) = $4,60 / 2 = 2,30$ m
- Lasteinzugsbreite Deckenbereich (2.2) = $2,90 / 2 = 1,45$ m

Einwirkende Lasten

		G	Q	
• Eigengewicht:	$G \leq 0,76 \cdot 0,26^5 \cdot 25 + 2,00 =$	7,04		[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke (1):				
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (2,00 - 0,76 / 2) =$	5,18		[kN/m]
Ausbaulast (2,90 kN/m²)	$G = 2,90 \cdot 2,00 =$	5,80		[kN/m]
Nutzflächenlast (1,00 kN/m²)	$Q = 1,00 \cdot 2,00 =$		2,00	[kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	10,98 /	2,00	[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke (2.1):				
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (2,30 - 0,76 / 2) =$	6,14		[kN/m]
Ausbaulast (2,90 kN/m²)	$G = 2,90 \cdot 2,30 =$	6,67		[kN/m]
Nutzflächenlast (1,00 kN/m²)	$Q = 1,00 \cdot 2,30 =$		2,30	[kN/m]
	$\Sigma G_{2.1}/Q_{2.1} =$	12,81 /	2,30	[kN/m]



Einwirkende Lasten

- Spannbeton-Hohlplattendecke (2.2):
Eigengewicht (3,20 kN/m²)
Ausbaulast (2,90 kN/m²)
Nutzflächenlast (1,00 kN/m²)

	G	Q
$G = 3,20 \cdot (1,45 - 0,76 / 2) =$	3,42	[kN/m]
$G = 2,90 \cdot 1,45 =$	4,21	[kN/m]
$Q = 1,00 \cdot 1,45 =$		1,45 [kN/m]
$\Sigma G_{2.2}/Q_{2.2} =$	7,63 /	1,45 [kN/m]
$G_3 Q_3 =$	118 /	16 [kN]

- Aus Träger Pos. 3.3.5:

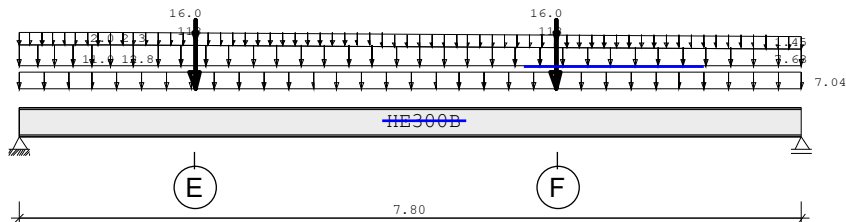
3. Last- und Schnittgrößenermittlung

→ Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Pos. 3.3.14 Deckenträger im 3.OG - Achsen D-G/3

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 75



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Spannbeton-Hohlplattendecke als SlimFloor-Decke
Nur Last- und Schnittgrößenermittlung für die Trägerbemessung !

System	Länge	Querschnittswerte			
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³) Wu (cm ³)
1	7.800	konstant	1	25170.0	1678.0 1678.0 HE300B

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

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			
Typ EG Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		7.040	0.000	1.000			G
4 B	0.000	10.980	2.000	1.000	0.000	0.900	G1/Q1
		10.980	2.000				
4 B	0.000	12.810	2.300	1.000	0.900	6.900	G2/Q2
		7.630	1.450				
2 B	0.000	118.000	16.000	1.000	1.750		G3/Q3
2 B	0.000	118.000	16.000	1.000	5.350		G3/Q3

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	199.18	25.29	0.00	224.47	224.47	199.18
2	172.13	21.45	0.00	193.58	193.58	172.13
Summe:	371.31	46.74	0.00	418.05	418.05	371.31

Ergebnisse für γ -fache Lasten

Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm, kN)					
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li V re
1	x0 = 4.420	590.45	0.00	0.00	306.83 -264.55

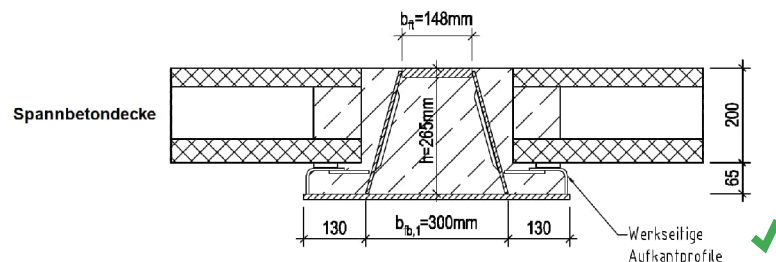
Stützmomente Maximum					(kNm , kN)	
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	306.83	306.83	199.18
2	0.00	0.00	-264.55	0.00	264.55	172.13



1. Statisches System

-
- Diagram of a continuous beam with two supports, K and L. The beam has a total length of 5.1 m. Support K is at the left end, and support L is at the right end. The beam is divided into three segments: a left segment of 1.25 m, a middle segment of 2.15 m, and a right segment of 0.25 m. A uniformly distributed load $G/G_1/Q_1$ is applied over the entire length of the beam. A point load G_3/Q_3 is applied at the left end. A point load G_6/Q_6 is applied at the junction of the left and middle segments. A point load G_5/Q_5 is applied at the junction of the middle and right segments. A point load G_4/Q_4 is applied at the right end. The distance between supports K and L is 5.1 m. A green checkmark is present at the bottom right.

D26-300



→ Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
→ Lasteinzugsbreite Deckenbereich (1) = 1,20 m* (*Plattenelementbreite für Streichlast)
Lasteinzugsbreite Deckenbereich (2) = $5,30 / 2 = 2,65$ m

- Eigengewicht: $G \leq 0,56 \cdot 0,26^5 \cdot 25 + 1,30 \sim 5,00$ [kN/m]
- Spannbeton-Hohlplattendecke (1):
 Eigengewicht (3,20 kN/m²) $G = 3,20 \cdot (1,20 - 0,76 / 2) = 2,62$ [kN/m]
 Ausbaulast (2,90 kN/m²) $G = 2,90 \cdot 1,20 = 3,48$ [kN/m]
 Nutzflächenlast (1,00 kN/m²) $Q = 1,00 \cdot 1,20 = 1,20$ [kN/m]
 $\Sigma G_1/Q_1 = 6,10 / 1,20$ [kN/m]
- Spannbeton-Hohlplattendecke (2):
 Eigengewicht (3,20 kN/m²) $G = 3,20 \cdot (2,65 - 0,76 / 2) = 7,26$ [kN/m]
 Ausbaulast (2,90 kN/m²) $G = 2,90 \cdot 2,65 = 7,69$ [kN/m]
 Nutzflächenlast (1,00 kN/m²) $Q = 1,00 \cdot 2,65 = 2,65$ [kN/m]
 $\Sigma G_2/Q_2 = 14,95 / 2,65$ [kN/m]



Einwirkende Lasten

- Aus Träger Pos. 3.3.5.2:
- Aus Träger Pos. 3.3.5.1:
- Aus Träger Pos. 3.3.9:
- Aus RLT-Bühne (Dachebene) – Auflager 3.1

	<u>G</u>	<u>Q</u>
$G_3/Q_3 =$	121 /	21 [kN]
$G_4/Q_4 \leq$	6 /	5 [kN]
$G_5/Q_5 =$	17 /	7 [kN]
$G_6 /Q_6 =$	5,00 /	9,00 [kN]



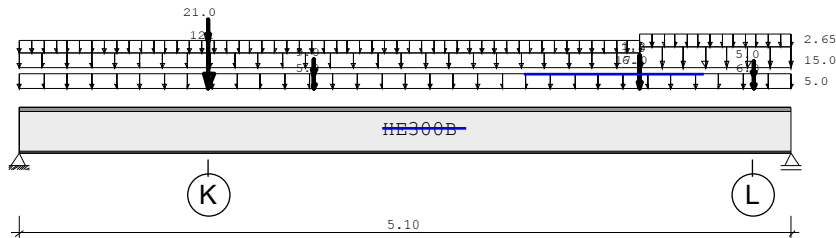
3. Last- und Schnittgrößenermittlung

→ Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Pos. 3.3.15 Deckenträger im 3.OG - Achsen ~J-L/3

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 50



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Spannbeton-Hohlplattendecke als SlimFloor-Decke
Nur Last- und Schnittgrößenermittlung für die Trägerbemessung !

System	Länge	Querschnittswerte			
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³) Wu (cm ³)
1	5.100	konstant	1	25170.0	1678.0 1678.0 HE300B

Trägerbezogene Lasten (kN,m)								
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			
Typ EG Gr	VK	g _L /r	q _L /r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi	
1 B		5.000	0.000	1.000				G
4 B	0.000	6.100	1.200	1.000	0.000 4.100	G1/Q1		
4 B	0.000	14.950	2.650	1.000	4.100 1.000	G2/Q2		
2 B	0.000	121.000	21.000	1.000	1.250	3.3.5.2		
2 B	0.000	6.000	5.000	1.000	4.850	3.3.5.1		
2 B	0.000	17.000	7.000	1.000	4.100	3.3.9		
2 B	0.000	5.000	9.000	1.000	1.950	G6/Q6		

Einwirkungen:					
Nr	Kl	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30

Schadensfolgekategorie CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	127.23	26.23	0.00	153.46	153.46	127.23
2	87.23	23.34	0.00	110.57	110.57	87.23
Summe:	214.46	49.57	0.00	264.03	264.03	214.46

Ergebnisse für γ -fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum						(kNm , kN)
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 1.251	250.77	0.00	0.00	211.11	-152.77

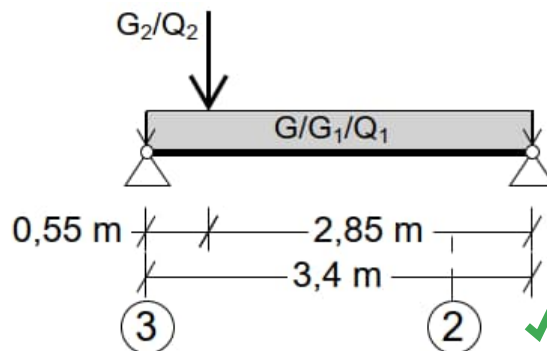


Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F
1		0.00	0.00	0.00	211.11	211.11
2		0.00	0.00	-152.77	0.00	152.77

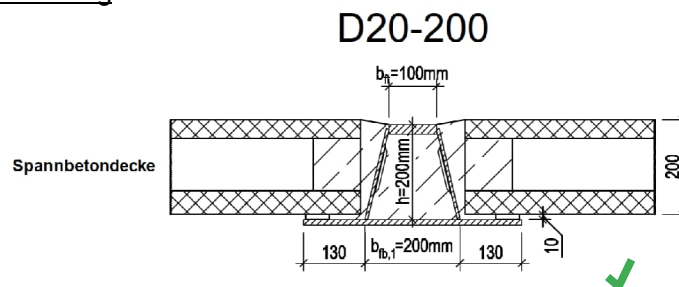
Pos. 3.3.16 Deckenträger im 3.OG – Achse D+H/1-3

1. Statisches System

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten
- Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
- Lasteinzugsbreite Decke = $(3,60 + 3,60) / 2 = 3,60$ m

Einwirkende Lasten

		G	Q
• Eigengewicht:	$G \leq 0,46 \cdot 0,20 \cdot 25 + 2,00 \leq$	5,00	[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke:			
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (3,60 - 0,46) = 3,20 \cdot 3,14 =$	10,05	[kN/m]
Ausbaulast (2,90 kN/m²)	$G = 2,90 \cdot 3,60 =$	10,44	[kN/m]
Nutzflächenlast (1,00 kN/m²)	$Q = 1,00 \cdot 3,60 =$		3,60 [kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	20,49 /	3,60 [kN/m]
• Aus RLT-Bühne (Dachebene) - Auflager 4.2	$G_2 / Q_2 =$	6,00 /	12,00 [kN]

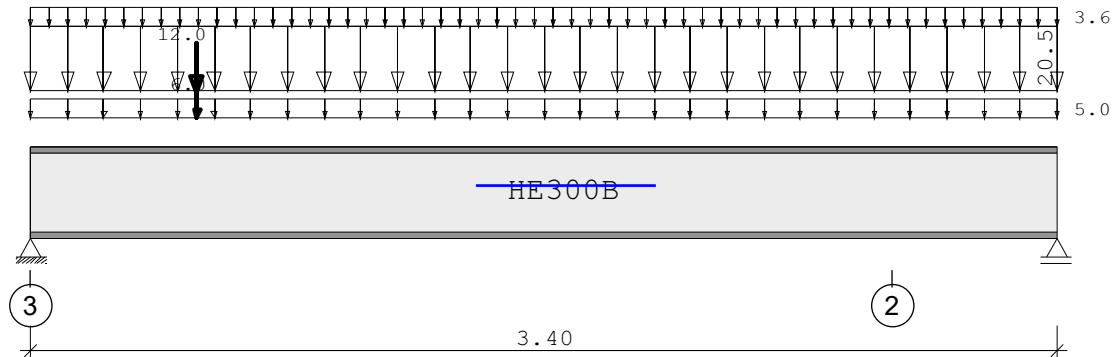
3. Last- und Schnittgrößenermittlung

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Pos. 3.3.16 Deckenträger im 2.OG - Achsen H/~2-3

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 25



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Spannbeton-Hohlplattendecke als SlimFloor-Decke
Nur Last- und Schnittgrößenermittlung für die Trägerbemessung !

System	Länge	Querschnittswerte
Feld	L (m)	QNr. I (cm ⁴) Wo (cm ³) Wu (cm ³)
1	3.400 konstant	1 25170.0 1678.0 1678.0 HE300B

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
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			
Typ EG Gr	VK	g _{l/r}	q _{l/r}	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		5.000	0.000	1.000		G	
1 B		20.490	3.600	1.000		G1/Q1	
2 B	0.000	6.000	12.000	1.000	0.550	G2/Q2	

Einwirkungen:					ψ0	ψ1	ψ2	γ
Nr	Kl	Bezeichnung						
B	1	Büros			0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	48.36	16.18	0.00	64.54	64.54	48.36
2	44.30	8.06	0.00	52.36	52.36	44.30
Summe:	92.67	24.24	0.00	116.91	116.91	92.67

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm , kN)					
Feld	Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1 x0 = 1.590	64.93	0.00	0.00	89.56	-71.90

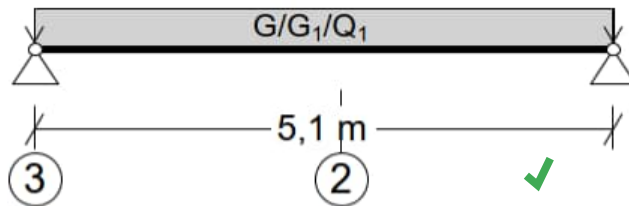
Stützmomente Maximum					(kNm , kN)	
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	89.56	89.56	48.36
2	0.00	0.00	-71.90	0.00	71.90	44.30



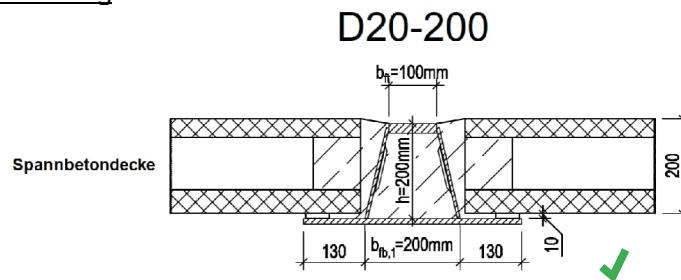
Pos. 3.3.17 Deckenträger im 3.OG – Achse G/1-3

1. Statisches System

→ Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

→ Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
→ Lasteinzugsbreite Decke = $(3,60 + 3,60) / 2 = 3,60$ m

Einwirkende Lasten

		G	Q	
• Eigengewicht:	$G \leq 0,46 \cdot 0,20 \cdot 25 + 2,00 \leq$	5,00		[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke:				
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (3,60 - 0,46) = 3,20 \cdot 3,14 =$	10,05		[kN/m]
Ausbauast (2,90 kN/m²)	$G = 2,90 \cdot 3,60 =$	10,44		[kN/m]
Nutzflächenlast (1,00 kN/m²)	$Q = 1,00 \cdot 3,60 =$		3,60	[kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	20,49 /	3,60	[kN/m]

3. Last- und Schnittgrößenermittlung

Auflagerkräfte

- Ständige Lasten: $A_{G,k} = (20,49 + 5,00) \cdot 5,10 / 2 = 65$ kN
- Veränderliche Lasten: $A_{Q,k} = 3,60 \cdot 5,10 / 2 \sim 9$ kN

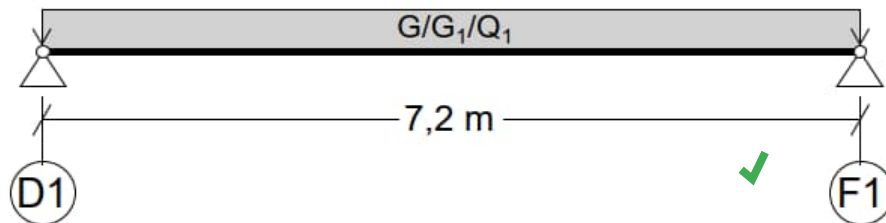
Bemessungsschnittgrößen (GZT)

- Querkraft: max. $|V_d| = 1,35 \cdot 65 + 1,50 \cdot 9 \sim 102$ kN
- Biegemoment: max. $M_d = (1,35 \cdot 25,49 + 1,50 \cdot 3,60) \cdot 5,10^2 / 8 \sim 130$ kNm

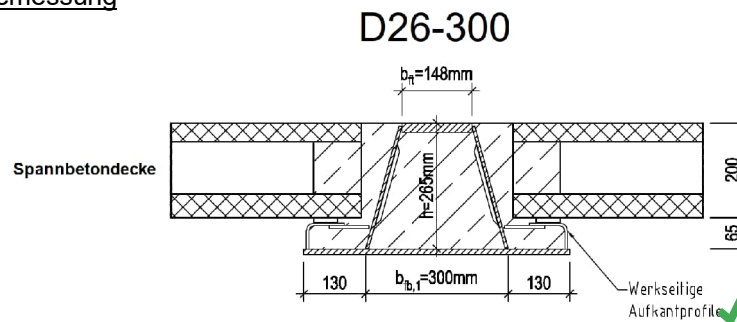
Pos. 3.3.18 Deckenträger im 3.OG – Achse D1-F1/8-9

1. Statisches System

→ Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

→ Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
→ Lasteinzugsbreite Decke = $(2,65 + 3,10) / 2 = 2,88 \text{ m}$

Einwirkende Lasten

		G	Q	
• Eigengewicht:	$G \leq 0,56 \cdot 0,26^5 \cdot 25 + 1,30 \sim$	5,00		[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke:				
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (3,10 - 0,56) / 2 = 3,20 \cdot 1,27 =$	4,06		[kN/m]
Ausbaulast (2,90 kN/m²)	$G = 2,90 \cdot 2,88 =$	8,35		[kN/m]
Nutzflächenlast (1,00 kN/m²)	$Q = 1,00 \cdot 2,88 =$		2,88	[kN/m]
• Stahlbetonplatte (h=20 cm):	$G = 5,00 \cdot (2,65 - 0,56) / 2 = 5,00 \cdot 1,05 =$	5,25		[kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	17,66 /	2,88	[kN/m]

3. Last- und Schnittgrößenermittlung

Auflagerkräfte

- Ständige Lasten: $A_{G,k} = (17,66 + 5,00) \cdot 7,20 / 2 = 82 \text{ kN}$
- Veränderliche Lasten: $A_{Q,k} = 2,88 \cdot 7,20 / 2 \sim 11 \text{ kN}$

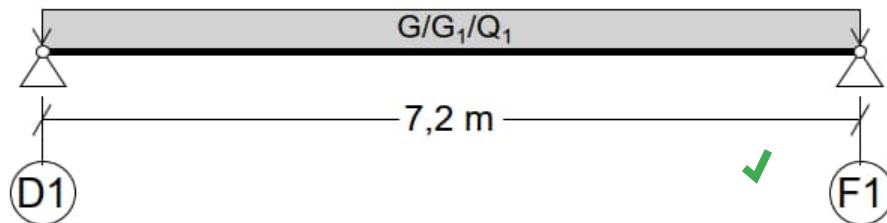
Bemessungsschnittgrößen (GZT)

- Querkraft: $\max. |V_d| = 1,35 \cdot 82 + 1,50 \cdot 10 \sim 126 \text{ kN}$
- Biegemoment: $\max. M_d = (1,35 \cdot 22,66 + 1,50 \cdot 2,88) \cdot 7,20^2 / 8 = 226 \text{ kNm}$

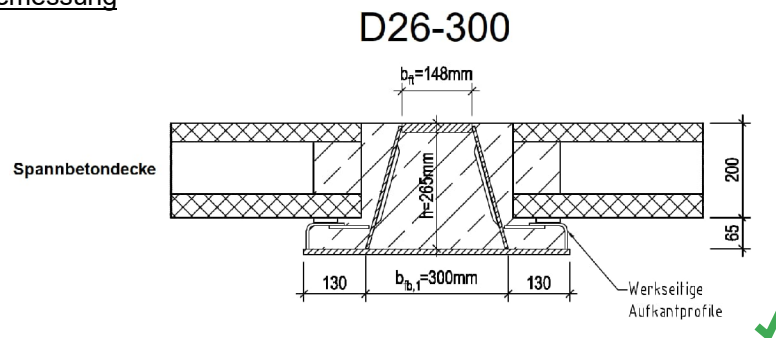
Pos. 3.3.19 Deckenträger im 3.OG – Achse D1-F1/7-8

1. Statisches System

→ Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

→ Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
→ Lasteinzugsbreite Decke = $(3,10 + 3,15) / 2 = 3,13$ m

Einwirkende Lasten

		G	Q	
• Eigengewicht:	$G \leq 0,56 \cdot 0,26^5 \cdot 25 + 1,30$	5,00		[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke:				
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (3,13 - 0,56) = 3,20 \cdot 2,57 =$	8,22		[kN/m]
Ausbaulast (2,90 kN/m²)	$G = 2,90 \cdot 3,13 =$	9,08		[kN/m]
Nutzflächenlast (1,00 kN/m²)	$Q = 1,00 \cdot 3,13 =$		3,13	[kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	17,30 /	3,13	[kN/m]

3. Last- und Schnittgrößenermittlung

Auflagerkräfte

- Ständige Lasten: $A_{G,k} = (17,30 + 5,00) \cdot 7,20 / 2 \sim 80$ kN
- Veränderliche Lasten: $A_{Q,k} = 3,13 \cdot 7,20 / 2 \sim 12$ kN

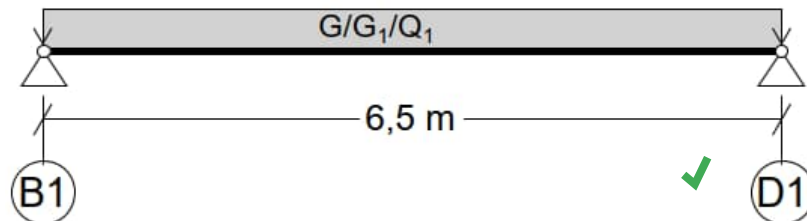
Bemessungsschnittgrößen (GZT)

- Querkraft: $\max. |V_d| = 1,35 \cdot 80 + 1,50 \cdot 12 = 126$ kN
- Biegemoment: $\max. M_d = (1,35 \cdot 22,30 + 1,50 \cdot 3,13) \cdot 7,20^2 / 8 \sim 226$ kNm

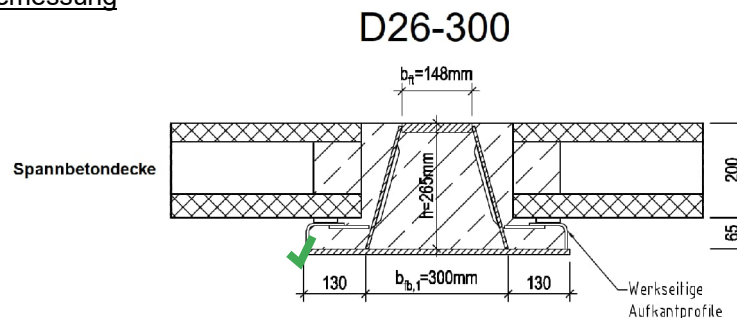
Pos. 3.3.20 Deckenträger im 3.OG – Achse B1-D1/7+8

1. Statisches System

→ Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

→ Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
→ Lasteinzugsbreite Decke = $(3,70 + 3,60) / 2 = 3,65$ m

Einwirkende Lasten

		G	Q	
• Eigengewicht:	$G \leq 0,56 \cdot 0,26^5 \cdot 25 + 1,30$	5,00		[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke:				
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (3,65 - 0,56) = 3,20 \cdot 3,09$	9,89		[kN/m]
Ausbaulast (2,90 kN/m²)	$G = 2,90 \cdot 3,65$	10,59		[kN/m]
Nutzflächenlast (1,00 kN/m²)	$Q = 1,00 \cdot 3,65$		3,65	[kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	20,48 /	3,65	[kN/m]

3. Last- und Schnittgrößenermittlung

Auflagerkräfte

- Ständige Lasten: $A_{G,k} = (20,48 + 5,00) \cdot 6,50 / 2 = 83$ kN
- Veränderliche Lasten: $A_{Q,k} = 3,65 \cdot 6,50 / 2 \sim 12$ kN

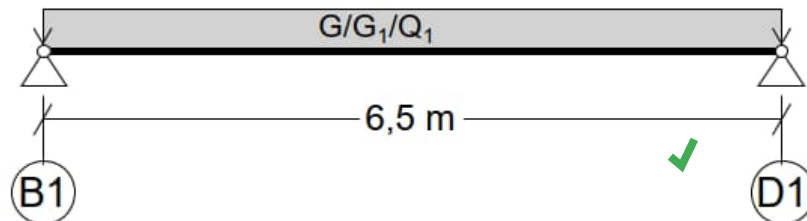
Bemessungsschnittgrößen (GZT)

- Querkraft: $\max. |V_d| = 1,35 \cdot 83 + 1,50 \cdot 12 = 130$ kN
- Biegemoment: $\max. M_d = (1,35 \cdot 25,48 + 1,50 \cdot 3,65) \cdot 6,50^2 / 8 \sim 211$ kNm

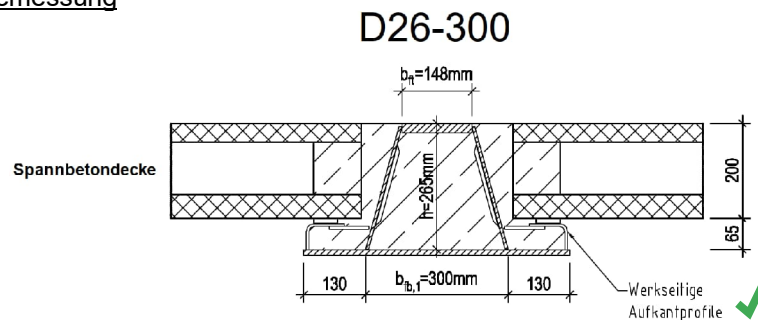
Pos. 3.3.21 Deckenträger im 3.OG – Achse B1-D1/6

1. Statisches System

- Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
→ Lasteinzugsbreite Decke = $(3,60 + 4,40) / 2 = 4,00 \text{ m}$

Einwirkende Lasten

		G	Q	
• Eigengewicht:	$G \leq 0,56 \cdot 0,26^5 \cdot 25 + 1,30 \sim$	5,00		[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke:				
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (4,00 - 0,56) = 3,20 \cdot 3,44 =$	11,00		[kN/m]
Ausbaulast (2,90 kN/m²)	$G = 2,90 \cdot 4,00 =$	11,60		[kN/m]
Nutzflächenlast (1,00 kN/m²)	$Q = 1,00 \cdot 4,00 =$		4,00	[kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	22,60 /	4,00	[kN/m]

3. Last- und Schnittgrößenermittlung

Auflagerkräfte

- Ständige Lasten: $A_{G,k} = (22,60 + 5,00) \cdot 6,50 / 2 \sim 90 \text{ kN}$
- Veränderliche Lasten: $A_{Q,k} = 4,00 \cdot 6,50 / 2 \sim 13 \text{ kN}$

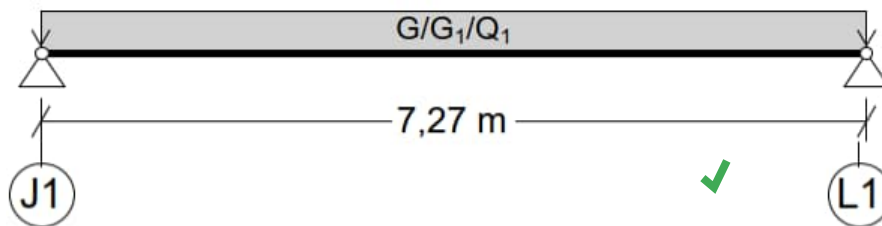
Bemessungsschnittgrößen (GZT)

- Querkraft: $\max. |V_d| = 1,35 \cdot 90 + 1,50 \cdot 13 = 141 \text{ kN}$
- Biegemoment: $\max. M_d = (1,35 \cdot 27,60 + 1,50 \cdot 4,00) \cdot 6,50^2 / 8 \sim 229 \text{ kNm}$

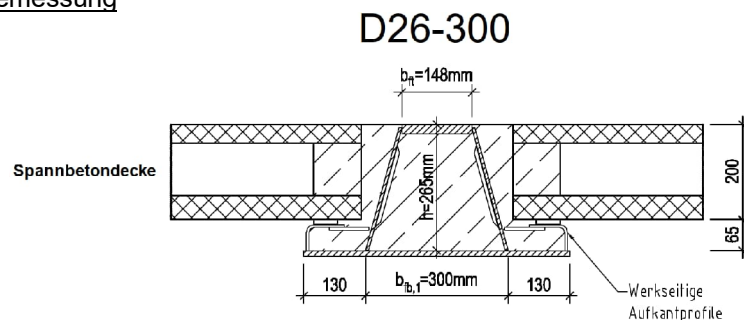
Pos. 3.3.22 Deckenträger im 3.OG – Achse J1-L1/8

1. Statisches System

→ Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

→ Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
→ Lasteinzugsbreite Decke = $(3,80 + 3,50) / 2 = 3,65$ m

Einwirkende Lasten

		G	Q	
• Eigengewicht:	$G \leq 0,56 \cdot 0,26^5 \cdot 25 + 1,30$	5,00		[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke:				
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (3,65 - 0,56) = 3,20 \cdot 3,09$	9,89		[kN/m]
Ausbaulast (2,90 kN/m²)	$G = 2,90 \cdot 3,65$	10,59		[kN/m]
Nutzflächenlast (1,00 kN/m²)	$Q = 1,00 \cdot 3,65$		3,65	[kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	20,48 /	3,65	[kN/m]

3. Last- und Schnittgrößenermittlung

Auflagerkräfte

- Ständige Lasten: $A_{G,k} = (20,48 + 5,00) \cdot 7,30 / 2 = 93$ kN
- Veränderliche Lasten: $A_{Q,k} = 3,65 \cdot 7,30 / 2 \sim 14$ kN

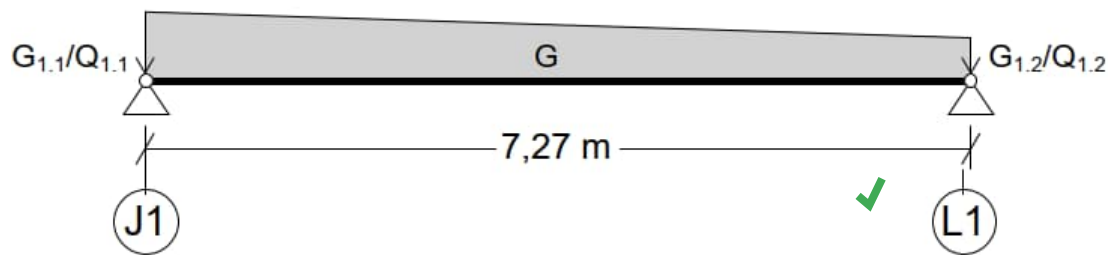
Bemessungsschnittgrößen (GZT)

- Querkraft: $\max. |V_d| = 1,35 \cdot 93 + 1,50 \cdot 14 \sim 147$ kN
- Biegemoment: $\max. M_d = (1,35 \cdot 25,48 + 1,50 \cdot 3,65) \cdot 7,30^2 / 8 \sim 266$ kNm

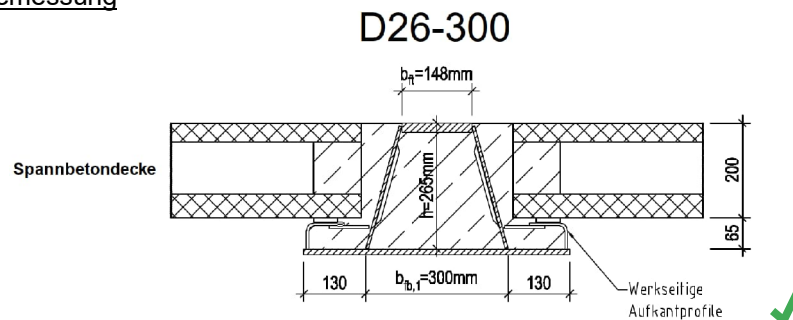
Pos. 3.3.23 Deckenträger im 3.OG – Achse J1-L1/7

1. Statisches System

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten
- Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
- Lasteinzugsbreiten der Decke:

Achsen J1/5-6: Lasteinzugsbreite = $(3,50 + 5,30) / 2 = 4,40$ m
 Achsen L1/6: Lasteinzugsbreite = $(3,50 + 3,60) / 2 = 3,55$ m
 Im Mittel: Lasteinzugsbreite = $(4,40 + 3,55) / 2 = 3,98$ m

Einwirkende Lasten

		G	Q
• Eigengewicht:	$G \leq 0,56 \cdot 0,26^5 \cdot 25 + 1,30 \sim$	5,00	[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke (Achse J1):			
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (4,40 - 0,56) =$	12,29	[kN/m]
Ausbaulast (2,90 kN/m²)	$G = 2,90 \cdot 4,40 =$	12,76	[kN/m]
Nutzflächenlast (1,00 kN/m²)	$Q = 1,00 \cdot 4,40 =$		4,40 [kN/m]
	$\Sigma G_{1.1}/Q_{1.1} =$	25,05 /	4,40 [kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke (Achse L1):			
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (3,55 - 0,56) =$	9,57	[kN/m]
Ausbaulast (2,90 kN/m²)	$G = 2,90 \cdot 3,55 =$	10,30	[kN/m]
Nutzflächenlast (1,00 kN/m²)	$Q = 1,00 \cdot 3,55 =$		3,55 [kN/m]
	$\Sigma G_{1.2}/Q_{1.2} =$	19,87 /	3,55 [kN/m]

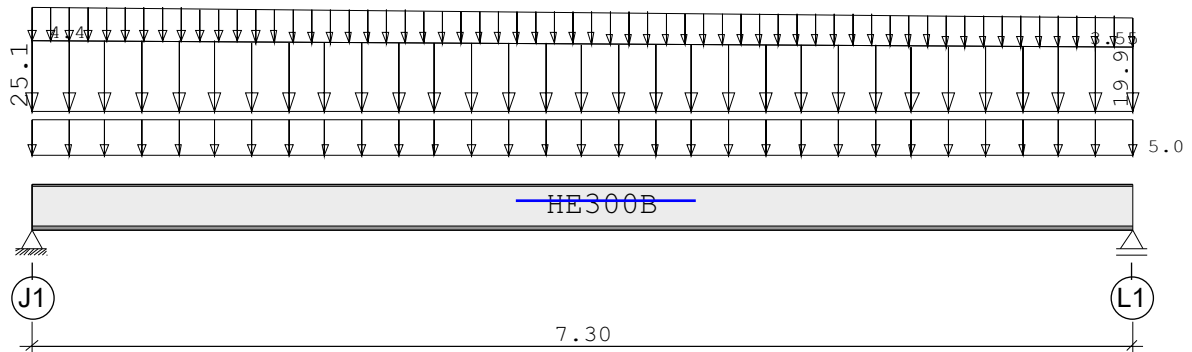
3. Last- und Schnittgrößenermittlung

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Pos. 3.3.23 Deckenträger im 3.OG - Achsen J1-L1/7

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 50



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Spannbeton-Hohlplattendecke als SlimFloor-Decke
Nur Last- und Schnittgrößenermittlung für die Trägerbemessung !

System	Länge	Querschnittswerte
Feld	L (m)	QNr. I (cm ⁴) Wo (cm ³) Wu (cm ³)
1	7.300 konstant	1 25170.0 1678.0 1678.0 HE300B

Trägerbezogene Lasten (kN,m)								
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			
Typ EG Gr	VK	g _{l/r}	q _{l/r}	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi	
1 B		5.000	0.000	1.000				G
4 B	0.000	25.050	4.400	1.000	0.000 7.300	G1/Q1		
		19.870	3.550					

Einwirkungen:				ψ0	ψ1	ψ2	γ
Nr	Kl	Bezeichnung					
B	1	Büros		0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	103.38	15.03	0.00	118.41	118.41	103.38
2	97.08	13.99	0.00	111.07	111.07	97.08
Summe:	200.46	29.02	0.00	229.48	229.48	200.46

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm , kN)					
Feld	Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1 x0 = 3.590	286.73	0.00	0.00	162.10	-152.04

Stützmomente Maximum					(kNm , kN)	
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	162.10	162.10	103.38
2	0.00	0.00	-152.04	0.00	152.04	97.08



Pos. 3.2.1 Stahlbetondecke h=28 cm über 2.OG – Achse B1-D1/9-10

1. Statisches System

→ Siehe FEM-Berechnung folgende Seiten

Für die statischen Nachweise im Rahmen der Bemessung des neuen Deckenbereiches, als Erweiterung der vorhandenen Dachdecke über dem Treppenhaus, wird für die Bemessung auf der sicheren Seite liegend entlang der Arbeitsfuge ein „freier“ Deckenrand angenommen, ohne Übertragung von Biegemomenten und Querkräften. Tatsächlich wird der neue Deckenbereich über eingeklebte Anschlussbewehrung konstruktiv an die Bestandsdecke angeschlossen, um Verformungsdifferenzen zu vermeiden. ✓

Baustoffe

- Betonfestigkeit: C 25/30
- Expositionsklassen: XC1, WO (Innenbauteil)
- Zulässige Rissbreiten: $w_k = 0,40 \text{ mm}$ ((Innenbauteil)
- Betondeckung: $c_{\text{nom}} = 35 \text{ mm}$
- Bewehrung: B500 A oder B ✓

2. Belastung

→ Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen

Einwirkende Lasten

		G	Q	
• Eigengewicht:	→ wird programmintern generiert	$G = 7,00$ ✓		[kN/m²]
• Ausbau- und Nutzflächenlasten:		$G_1 / Q_1 = 2,50 /$	$5,00$	[kN/m²] ✓
• Pfosten-Riegel-Fassade:	$G_2 = 1,00 \cdot 3,60 =$	$3,60$ ✓		[kN/m]
• Treppenläufe (Bestand):		$G_3 / Q_3 = 18,00 /$	$10,20$	[kN/m] ✓

Eingabelastfälle

LF1	Ständige Lasten (Eigengewicht der Konstruktion) G
LF2	Ständige Lasten (Ausbaulasten) G_1, G_2, G_3
LF3 bis LF5	Veränderliche Lasten (Nutzlasten) Q_2, Q_3 ✓

Ergebnislastfälle

LF 1001	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ($E_{d, \text{perm}}$) im Zustand II (gerissen)
LF 1400 ff.	Einwirkungskombination Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) Zustand I
LF 2100 ff.	Einwirkungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)
LF 3100 ff.	Lastfallüberlagerung Summe der ständigen Lasten G_k
LF 4100 ff.	Lastfallüberlagerung Summe der veränderlichen Lasten Q_k ✓

3. Schnittgrößen und Bemessung

Auflagerkräfte und Deckenverformungen

→ Siehe Ausgabe der FEM-Berechnung folgende Seiten

Biegebemessung

→ Siehe FEM-Berechnung folgende Seiten

- Grundbewehrung: $\varnothing 12/15 \#$ obere + unter Lage (7,54 cm²/m) ✓
- Bewehrungszulagen: → siehe Ausgabe der FEM-Berechnung folgende Seiten

Nachweis zur Begrenzung der Rissbreite infolge Hydratation

→ Siehe gesonderte Berechnung Abschnitt „Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite“

- Grundbewehrung $\varnothing 12/15 \#$: ✓ $w_k = 0,40 \text{ mm} = w_{k,zul}$ (h = 28 cm / XC1) ✓

Querkraftbemessung (Decke h = 28 cm)

- Aufnehmbare Querkraft ohne Querkraftbewehrung (DIN EN 1992-1-1/NA, 6.2.2) für d = 23 cm:

Bewehrungsgrad: $\rho_l = A_{sl} / d = 7,54 / 23 = 0,33 \%$ < 2,0 %

Beiwert: $k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/230} = 1,93$ < 2,0

→ $v_{min} = (0,0525/\gamma_c) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = (0,0525/1,5) \cdot 1,93^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,469$

(Gl. 6.2a): $v_{Rd,c} = 0,15/1,5 \cdot 1,93 \cdot (0,33 \cdot 25)^{1/3} \cdot 1,00 \cdot 0,23 \cdot 10^3 = 90 \text{ kN/m}$

(Gl. 6.2b): $v_{Rd,c} = 0,469 \cdot 1,00 \cdot 0,23 \cdot 10^3 \sim \mathbf{108 \text{ kN/m}}$ (Mindestwert maßgebend) ✓

→ Querkraftbewehrung siehe Ausgabe der FEM-Berechnung folgende Seiten

Nachweise der Tragfähigkeit gegen Durchstanzen

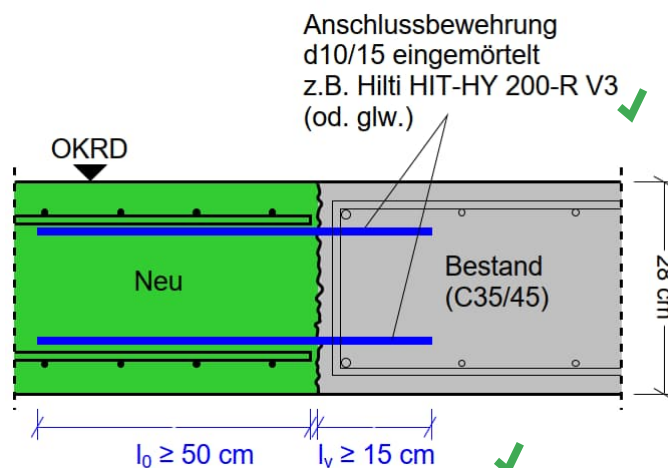
→ Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Konstruktiver Anschluss zur Bestandsdecke

- Gewählt: $\varnothing 10/15$ obere + unter Lage ✓
stirnseitig entlang des Bestandsdeckenrandes eingemörtelt

z.B. Hilti HIT-HY 200-R V3 (od. glw.) ✓

Die Anschlussfuge ist vor dem Betonieren aufzurauen (Zuschlagstoffe freilegen) und vorzunässen.



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Materialien

Norm

EuroNorm: DIN EN 1992-1-1:2004 (NA:2013) Stahlbeton- und Spannbetontragwerke (Germany) V 2023

EuroNorm: DIN EN 1996-1-1:2005 (NA:2019) Mauerwerksbauten

Schneelastzone : 1

Materialien

Mat	Materialbezeichnung
1	C 35/45 N (EN 1992)
2	B 500 A (EN 1992)
3	C 25/30 N (EN 1992)
4	KS(NA.6) 12 IIa (EN 1996)

Mat 1 C 35/45 N (EN 1992)

Elastizitätsmodul	E	34077	[MPa]	Materialsicherheit	1.50	[-]
Querdehnzahl	μ	0.20	[-]	Rechenfestigkeit ¹	f _c	29.75 [MPa]
Schubmodul	G	14199	[MPa]	Nennfestigkeit	f _{ck}	35.00 [MPa]
Kompressionsmodul	K	18932	[MPa]	Zugfestigkeit	f _{ctm}	3.21 [MPa]
Nominelle Wichte	γ	25.0	[kN/m3]	Zugfestigkeit	f _{ctk,05}	2.25 [MPa]
Rohdichte	ρ	2400.0	[kg/m3]	Zugfestigkeit	f _{ctk,95}	4.17 [MPa]
Ausdehnungskoeffizient	α	1.00E-05	[1/K]	Verbundspannung	f _{bd}	3.37 [MPa]
				Gebrauchsfestigkeit	f _{cm}	43.00 [MPa]
				Ermüdungsfestigkeit	f _{cd,fat}	17.06 [MPa]
				Zugfestigkeit	f _{ctd}	1.27 [MPa]
				Zugbruchenergie	G _f	0.14 [N/mm]

¹ f_c = f_{ck} * α -cc

Arbeitslinie Gebrauchszustand	ϵ [o/oo]	σ -m[MPa]	E-t[MPa]
wird nur innerhalb des definierten	0.000	0.00	35781
Dehnungsbereichs angewendet	-0.562	-17.99	28179
	-1.123	-31.50	19765
	-1.685	-40.02	10420
	-2.246	-43.00	0
	-3.500	-26.18	-28065
	Materialsicherheit		1.50

Arbeitslinie Bruchzustand	ϵ [o/oo]	σ -u[MPa]	E-t[MPa]
wird nur innerhalb des definierten	0.000	0.00	29750
Dehnungsbereichs angewendet	-2.000	-29.75	0
	-3.500	-29.75	0
	Materialsicherheit		1.50

Arbeitslinie rechner.Mittelwerte	ϵ [o/oo]	σ -r[MPa]	E-t[MPa]
wird nur innerhalb des definierten	0.000	0.00	35781
Dehnungsbereichs angewendet	-0.562	-12.31	12892
	-1.123	-17.10	5273
	-1.685	-18.98	1837
	-2.246	-19.45	0
	-3.500	-18.05	-1929
	Materialsicherheit		(1.30)

Mat 2 B 500 A (EN 1992)

Elastizitätsmodul	E	200000	[MPa]	Materialsicherheit	1.15	[-]
Querdehnzahl	μ	0.30	[-]	Fließgrenze	f _y	500.00 [MPa]
Schubmodul	G	76923	[MPa]	Druckfließgrenze	f _{yc}	500.00 [MPa]
Kompressionsmodul	K	166667	[MPa]	Zugfestigkeit	f _t	525.00 [MPa]
Nominelle Wichte	γ	78.5	[kN/m3]	Druckfestigkeit	f _c	525.00 [MPa]
Rohdichte	ρ	7850.0	[kg/m3]	Bruchdehnung		25.00 [o/oo]
Ausdehnungskoeffizient	α	1.20E-05	[1/K]	Verbundwert relativ		1.00 [-]
max. Erzeugnisdicke	t-max	32.00	[mm]	Verbundwert k ₁ (EN1992)	k ₁	0.80 [-]
				Verfestigungsmodul	E _h	0.00 [MPa]
				Proportionalitätsgrenzef _p		500.00 [MPa]

21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Materialien

Mat 2 B 500 A (EN 1992)

		Proportionalitätsgrenzefp	500.00	[MPa]
		Schwingbreite σ -dyn	152.17	[MPa]

Arbeitslinie Gebrauchszustand	ϵ [o/oo]	σ -m[MPa]	E-t[MPa]
wird außerhalb des definierten	1000.000	525.00	0
Dehnungsbereichs fortgesetzt	25.000	525.00	0
	2.500	500.00	1111
	0.000	0.00	200000
	-2.500	-500.00	1111
	-25.000	-525.00	0
	-1000.000	-525.00	0
	Materialsicherheit		1.15

Arbeitslinie Bruchzustand	ϵ [o/oo]	σ -u[MPa]	E-t[MPa]
wird außerhalb des definierten	1000.000	456.52	0
Dehnungsbereichs fortgesetzt	25.000	456.52	0
	2.174	434.78	952
	0.000	0.00	200000
	-2.174	-434.78	952
	-25.000	-456.52	0
	-1000.000	-456.52	0
	Materialsicherheit		(1.15)

Arbeitslinie rechner.Mittelwerte	ϵ [o/oo]	σ -r[MPa]	E-t[MPa]
wird außerhalb des definierten	1000.000	444.23	0
Dehnungsbereichs fortgesetzt	25.000	444.23	0
	2.115	423.08	924
	0.000	0.00	200000
	-2.115	-423.08	924
	-25.000	-444.23	0
	-1000.000	-444.23	0
	Materialsicherheit		(1.30)

Mat 3 C 25/30 N (EN 1992)

Elastizitätsmodul	E	31476	[MPa]	Materialsicherheit	1.50	[-]
Querdehnzahl	μ	0.20	[-]	Rechenfestigkeit ¹	fc	21.25 [MPa]
Schubmodul	G	13115	[MPa]	Nennfestigkeit	fck	25.00 [MPa]
Kompressionsmodul	K	17487	[MPa]	Zugfestigkeit	fctm	2.56 [MPa]
Nominelle Wichte	γ	25.0	[kN/m3]	Zugfestigkeit	fctk,05	1.80 [MPa]
Rohdichte	ρ	2400.0	[kg/m3]	Zugfestigkeit	fctk,95	3.33 [MPa]
Ausdehnungskoeffizient	α	1.00E-05	[1/K]	Verbundspannung	fbd	2.69 [MPa]
				Gebrauchsfestigkeit	fcm	33.00 [MPa]
				Ermüdungsfestigkeit	fcd,fat	12.75 [MPa]
				Zugfestigkeit	fctd	1.02 [MPa]
				Zugbruchenergie	Gf	0.14 [N/mm]

¹ $f_c = f_{ck} * \alpha_{cc}$

Arbeitslinie Gebrauchszustand	ϵ [o/oo]	σ -m[MPa]	E-t[MPa]
wird nur innerhalb des definierten	0.000	0.00	33050
Dehnungsbereichs angewendet	-0.517	-14.77	24122
	-1.035	-25.04	15658
	-1.552	-31.04	7627
	-2.069	-33.00	0
	-3.500	-18.95	-19203
	Materialsicherheit		1.50

Arbeitslinie Bruchzustand	ϵ [o/oo]	σ -u[MPa]	E-t[MPa]
wird nur innerhalb des definierten	0.000	0.00	21250
Dehnungsbereichs angewendet	-2.000	-21.25	0
	-3.500	-21.25	0

21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
 Materialien

Arbeitslinie Bruchzustand	ϵ [o/oo]	σ -u[MPa]	E-t[MPa]
	-3.500	-21.25	0
	Materialsicherheit		1.50

Arbeitslinie rechner.Mittelwerte	ϵ [o/oo]	σ -r[MPa]	E-t[MPa]
wird nur innerhalb des definierten	0.000	0.00	33050
Dehnungsbereichs angewendet	-0.517	-9.38	9505
	-1.035	-12.48	3538
	-1.552	-13.62	1172
	-2.069	-13.89	0
	-3.500	-12.78	-1297
	Materialsicherheit		(1.30)



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Berechnung von Schnittkräften

Lastfall 1 (G) Eigengewicht

Faktor P und M Lasten		1.000
Faktor Eigengewicht	EG-ZZ	1.000
Teilsicherheitsbeiwert ungünstig		1.350 ✓
Teilsicherheitsbeiwert günstig		1.000
Kombinationsbeiwert	ψ_0	1.000 (selten)
Kombinationsbeiwert	ψ_{1inf}	1.000 (nicht-häufig)
Kombinationsbeiwert	ψ_1	1.000 (häufig)
Kombinationsbeiwert	ψ_2	1.000 (quasi-ständig)

Lastfall 2 (G) Ständige Lasten G

Faktor P und M Lasten		1.000
Teilsicherheitsbeiwert ungünstig		1.350
Teilsicherheitsbeiwert günstig		1.000
Kombinationsbeiwert	ψ_0	1.000 (selten)
Kombinationsbeiwert	ψ_{1inf}	1.000 (nicht-häufig)
Kombinationsbeiwert	ψ_1	1.000 (häufig)
Kombinationsbeiwert	ψ_2	1.000 (quasi-ständig)

Lastfall 3 (Q_B) Veränderliche Last Q

Faktor P und M Lasten		1.000
Teilsicherheitsbeiwert ungünstig		1.500 ✓
Teilsicherheitsbeiwert günstig		0.000
Kombinationsbeiwert	ψ_0	0.700 (selten)
Kombinationsbeiwert	ψ_{1inf}	1.000 (nicht-häufig)
Kombinationsbeiwert	ψ_1	0.500 (häufig)
Kombinationsbeiwert	ψ_2	0.300 (quasi-ständig)

Lastfall 4 (Q_B) Veränderliche Last Q

Faktor P und M Lasten		1.000
Teilsicherheitsbeiwert ungünstig		1.500 ✓
Teilsicherheitsbeiwert günstig		0.000
Kombinationsbeiwert	ψ_0	0.700 (selten)
Kombinationsbeiwert	ψ_{1inf}	1.000 (nicht-häufig)
Kombinationsbeiwert	ψ_1	0.500 (häufig)
Kombinationsbeiwert	ψ_2	0.300 (quasi-ständig)

Lastfall 5 (Q_B) Veränderliche Last Q

Faktor P und M Lasten		1.000
Teilsicherheitsbeiwert ungünstig		1.500 ✓
Teilsicherheitsbeiwert günstig		0.000
Kombinationsbeiwert	ψ_0	0.700 (selten)
Kombinationsbeiwert	ψ_{1inf}	1.000 (nicht-häufig)
Kombinationsbeiwert	ψ_1	0.500 (häufig)
Kombinationsbeiwert	ψ_2	0.300 (quasi-ständig)

Summe der Auflagerkräfte und Lasten

Lastfall	$\Sigma(\text{Reaktionen})$			Bezeichnung
	X[kN]	Y[kN]	Z[kN]	
	$\Sigma(\text{Lasten})$			
1	0.0	0.0	-328.0	Eigengewicht
	0.0	0.0	328.0	
2	0.0	0.0	-189.4	Ständige Lasten G
	0.0	0.0	189.4	
3	0.0	0.0	-179.2	Veränderliche Last Q
	0.0	0.0	179.2	
4	0.0	0.0	-25.0	Veränderliche Last Q
	0.0	0.0	25.0	
5	0.0	0.0	-64.6	Veränderliche Last Q
	0.0	0.0	64.6	

21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Berechnung von Schnittkräften

Summe der Auflagerkräfte und Lasten

Lastfall	$\Sigma(\text{Reaktionen})$			Bezeichnung
	X[kN]	Y[kN]	Z[kN]	
	$\Sigma(\text{Lasten})$			
	0.0	0.0	64.6	



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus

Norm

EuroNorm: DIN EN 1990:2002 (NA:2012) Grundlagen der Tragwerksplanung (Germany) V 2023

Kombinationsvorschrift Nummer 1

Summe G (char.)

Lastfallauswahl

Nummer	Fakt	Typ	Bezeichnung
1	1.00	PERM	Eigengewicht
2	1.00	PERM	Ständige Lasten G
Fakt Faktor für Lastfall			
Typ Lastfalltyp			
PERM ständige Last einwirkungsweise			

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
3167	1	MAX-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
3168	1	MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus

Norm

EuroNorm: DIN EN 1990:2002 (NA:2012) Grundlagen der Tragwerksplanung (Germany) V 2023

Kombinationsvorschrift Nummer 2

Summe Q (char.)

Lastfallauswahl

Nummer	Fakt	Typ	Bezeichnung
3	1.00	PERM	Veränderliche Last Q
4	1.00	PERM	Veränderliche Last Q
5	1.00	PERM	Veränderliche Last Q
Fakt Faktor für Lastfall			
Typ Lastfalltyp			
PERM ständige Last einwirkungsweise			

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
4167	2	MAX-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
4168	2	MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus

Norm

EuroNorm: DIN EN 1990:2002 (NA:2012) Grundlagen der Tragwerksplanung (Germany) V 2023

Kombinationsvorschrift Nummer 100

Rissweite

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									Bezeichnung	
		γ -u	γ -f	γ -a	ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_1 inf				
	LF								Fakt	Typ		
G	G	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			Eigengewicht	
	1								1.00	PERM	Eigengewicht	
	2								1.00	PERM	Ständige Lasten G	
Q_B	Q	1.00	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00			Nutzlast Büros Kat. B	
	3								1.00	COND	Veränderliche Last Q	
	4								1.00	COND	Veränderliche Last Q	
	5								1.00	COND	Veränderliche Last Q	
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											

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
1101	100	MAXP-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1102	100	MINP-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1103	100	MAXP-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1104	100	MINP-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1105	100	MAXP-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1106	100	MINP-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1107	100	MAXP-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1108	100	MINP-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1109	100	MAXP-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1110	100	MINP-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1101	100	MAXP-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1102	100	MINP-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1103	100	MAXP-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1104	100	MINP-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1105	100	MAXP-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1106	100	MINP-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1107	100	MAXP-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1108	100	MINP-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1109	100	MAXP-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1110	100	MINP-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus

Norm

EuroNorm: DIN EN 1990:2002 (NA:2012) Grundlagen der Tragwerksplanung (Germany) V 2023

Kombinationsvorschrift Nummer 101

Durchbiegungen

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									Bezeichnung	
		γ-u	γ-f	γ-a	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂	ψ ₁ inf				
	LF								Fakt	Typ		
G	G	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			Eigengewicht	
	1								1.00	PERM	Eigengewicht	
	2								1.00	PERM	Ständige Lasten G	
Q_B	Q	1.00	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00			Nutzlast Büros Kat. B	
	3								1.00	COND	Veränderliche Last Q	
	4								1.00	COND	Veränderliche Last Q	
	5								1.00	COND	Veränderliche Last Q	
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 , ψ ₁ inf	Kombinationsbeiwerte									COND	bedingte Last	
LF	Lastfallnummer											

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
1475	101	MAXP-UZ KNOT Knotenverschiebungen
1476	101	MINP-UZ KNOT Knotenverschiebungen
1477	101	MAXP-URX KNOT Knotenverschiebungen
1478	101	MINP-URX KNOT Knotenverschiebungen
1479	101	MAXP-URY KNOT Knotenverschiebungen
1480	101	MINP-URY KNOT Knotenverschiebungen



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus

Norm

EuroNorm: DIN EN 1990:2002 (NA:2012) Grundlagen der Tragwerksplanung (Germany) V 2023

Kombinationsvorschrift Nummer 104

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

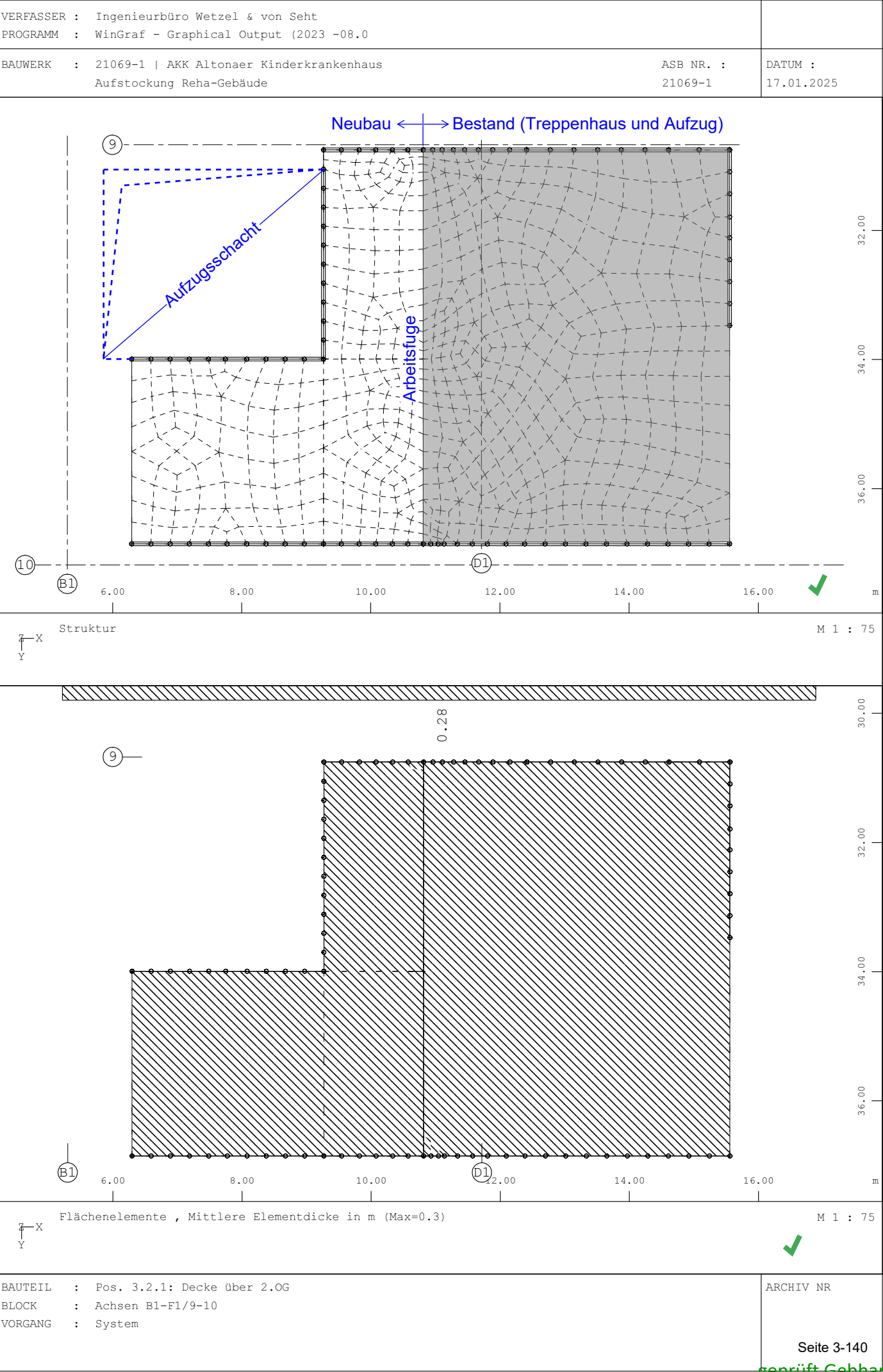
Lastfallauswahl und Einwirkungen

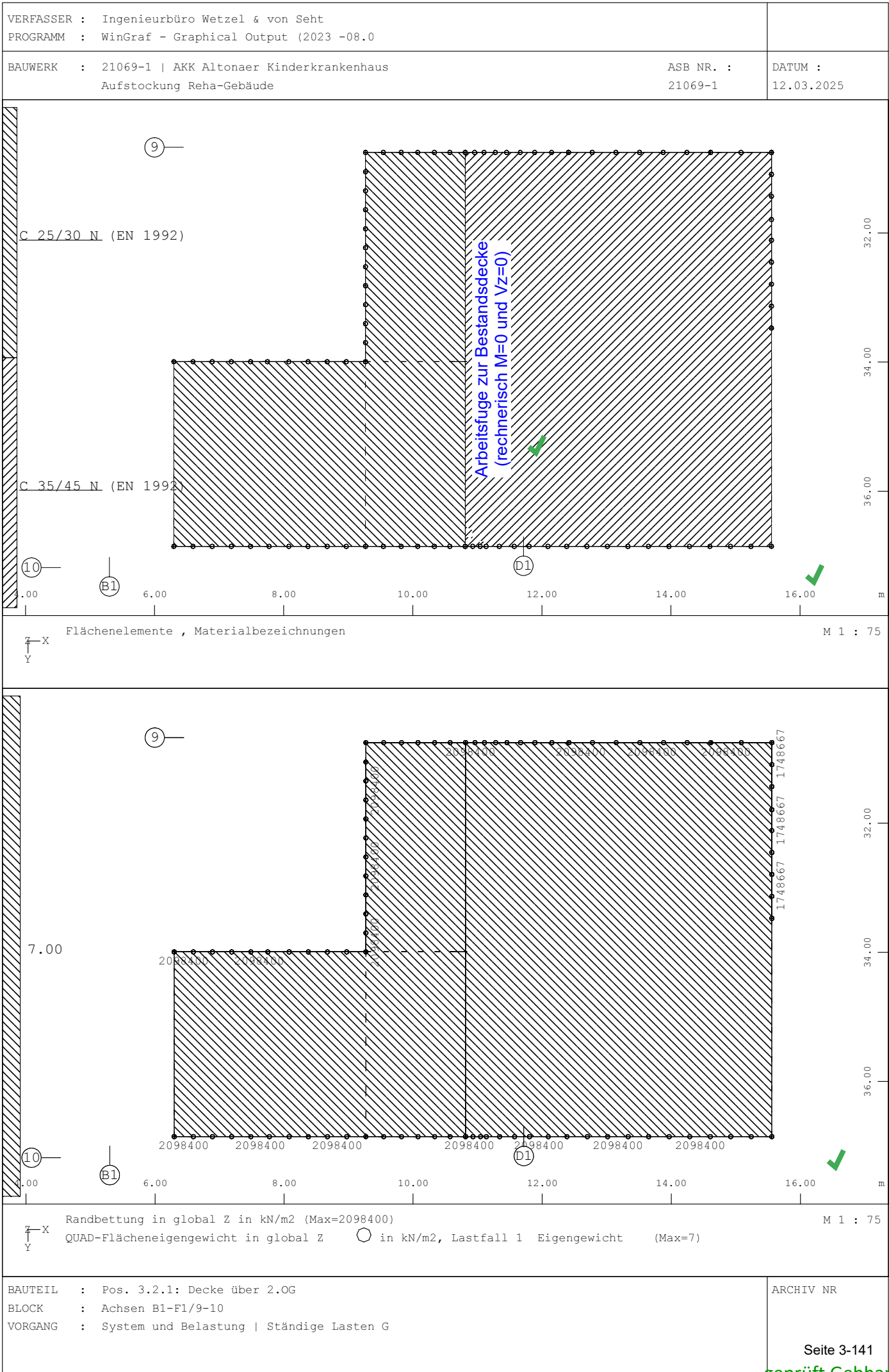
Act	Part	Überlagerungsfaktoren							Fakt	Typ	Bezeichnung
		γ_u	γ_f	γ_a	ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_{1inf}			
G	G	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	PERM	Eigengewicht
	1								1.00	PERM	Eigengewicht
	2								1.00	PERM	Ständige Lasten G
Q_B	Q	1.50	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00			Nutzlast Büros Kat. B
	3								1.00	COND	Veränderliche Last Q
	4								1.00	COND	Veränderliche Last Q
	5								1.00	COND	Veränderliche Last Q
Act	Einwirkung								Fakt	Faktor für Lastfall	
Part	Einteilung der Einwirkung								Typ	Lastfalltyp	
$\gamma_u, \gamma_f, \gamma_a$	Teilsicherheitsfaktoren ungünstig/günstig/außergewöhnlich								PERM	ständige Last einwirkungsweise	
$\psi_0, \psi_1, \psi_2, \psi_{1inf}$	Kombinationsbeiwerte								COND	bedingte Last	
LF	Lastfallnummer										

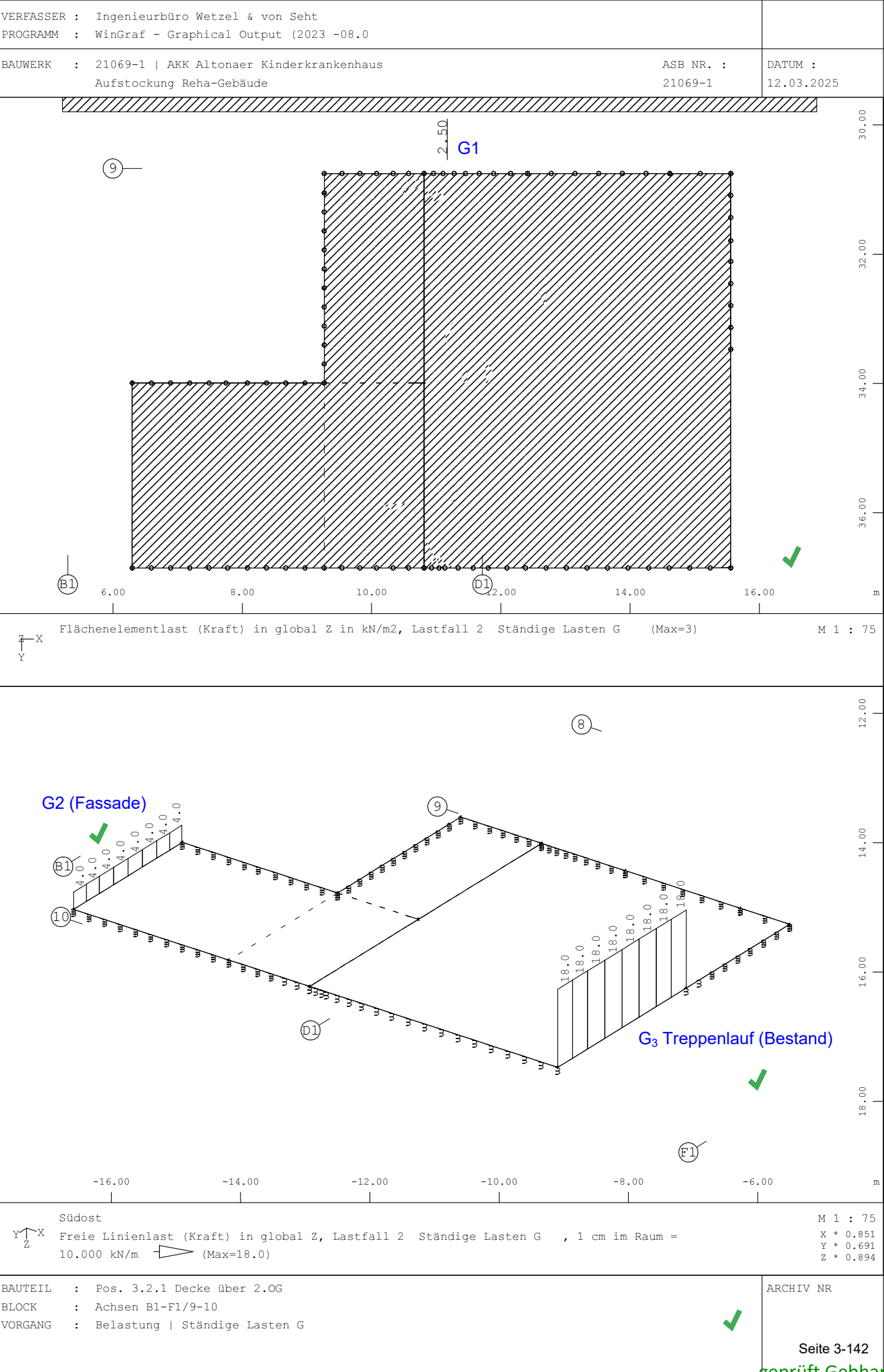
Erzeugte Lastfälle

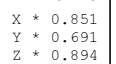
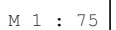
Nummer	Kombination	Bezeichnung
2155	104	MAX-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2156	104	MIN-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2157	104	MAX-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2158	104	MIN-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2159	104	MAX-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2160	104	MIN-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2167	104	MAX-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
2168	104	MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
2169	104	MAX-M RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
2170	104	MIN-M RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
2101	104	MAX-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2102	104	MIN-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2103	104	MAX-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2104	104	MIN-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2105	104	MAX-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2106	104	MIN-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2107	104	MAX-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2108	104	MIN-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2109	104	MAX-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2110	104	MIN-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2101	104	MAX-MXX QUAKE Schnittgrößen in Knoten
2102	104	MIN-MXX QUAKE Schnittgrößen in Knoten
2103	104	MAX-MYY QUAKE Schnittgrößen in Knoten
2104	104	MIN-MYY QUAKE Schnittgrößen in Knoten
2105	104	MAX-MXY QUAKE Schnittgrößen in Knoten
2106	104	MIN-MXY QUAKE Schnittgrößen in Knoten
2107	104	MAX-VX QUAKE Schnittgrößen in Knoten
2108	104	MIN-VX QUAKE Schnittgrößen in Knoten
2109	104	MAX-VY QUAKE Schnittgrößen in Knoten
2110	104	MIN-VY QUAKE Schnittgrößen in Knoten











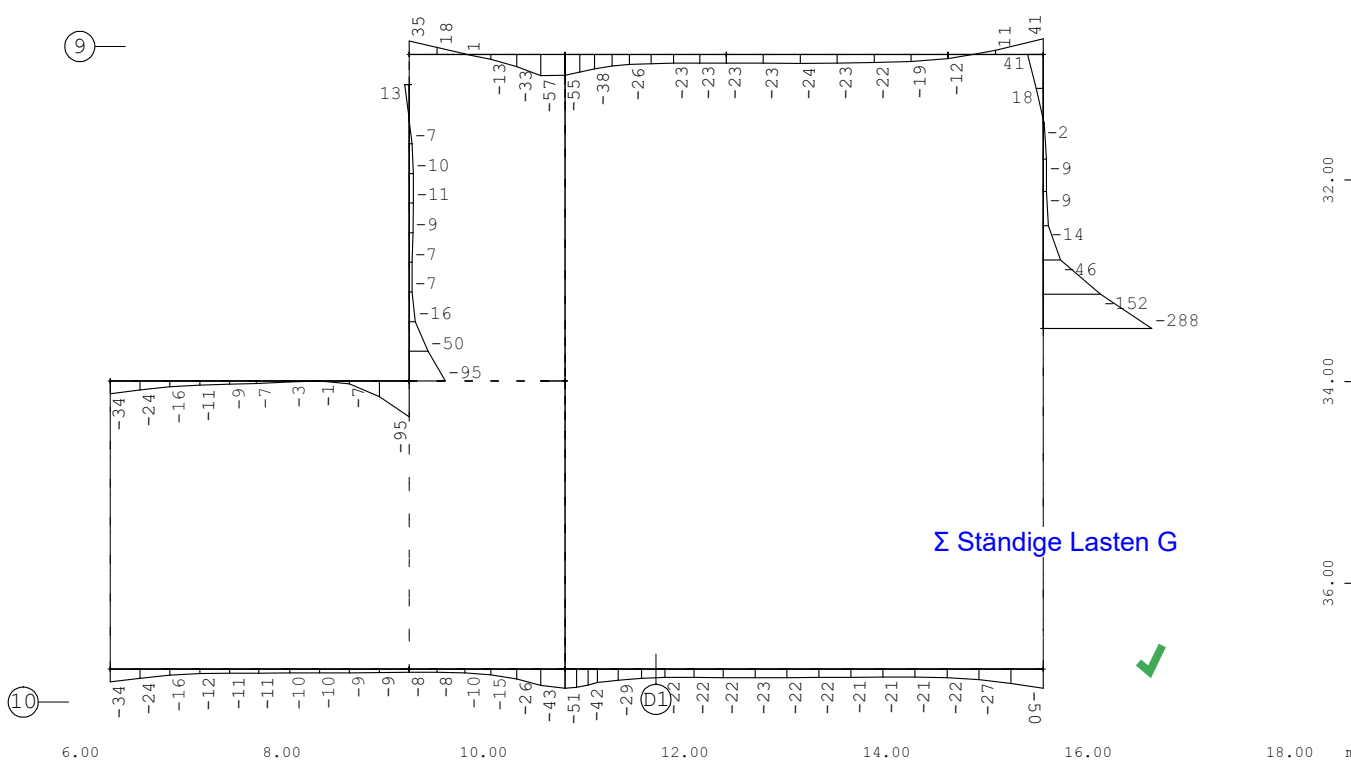
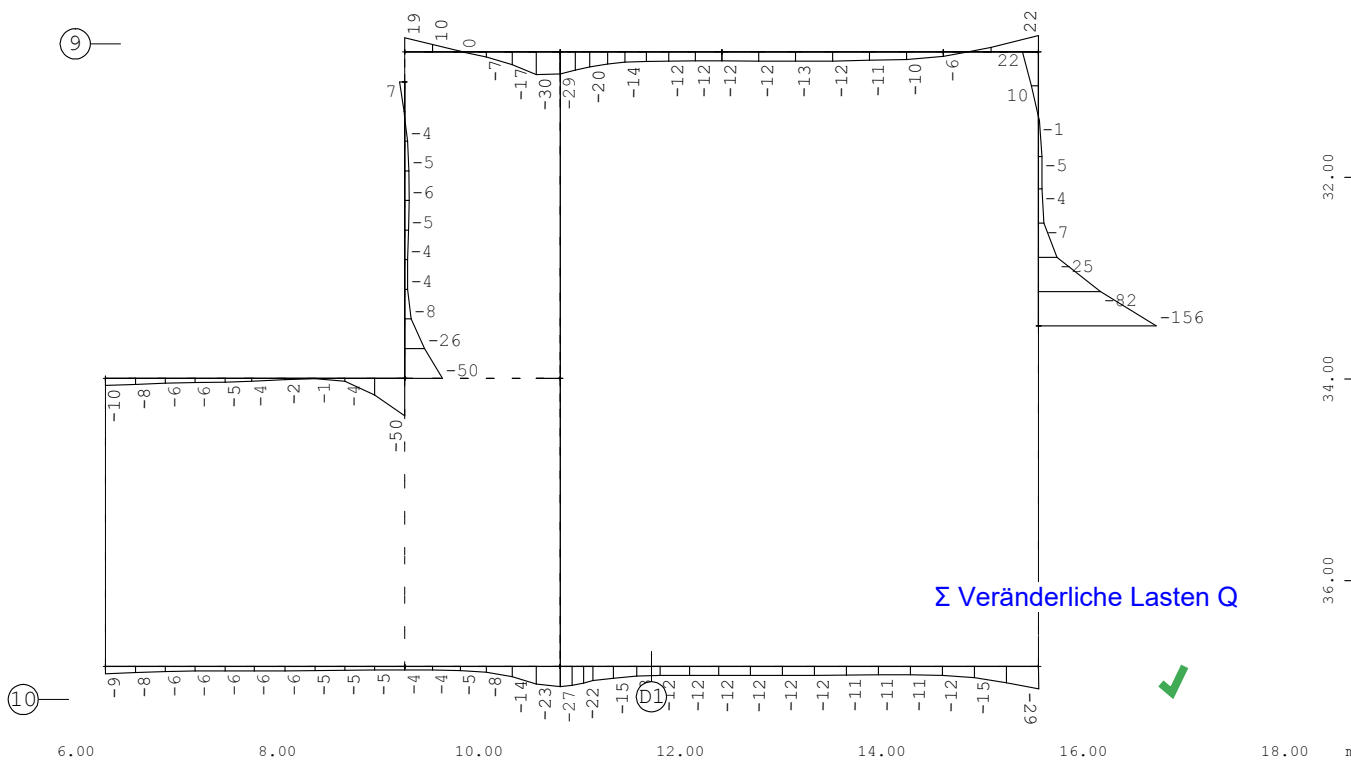
geprüft Gebhart

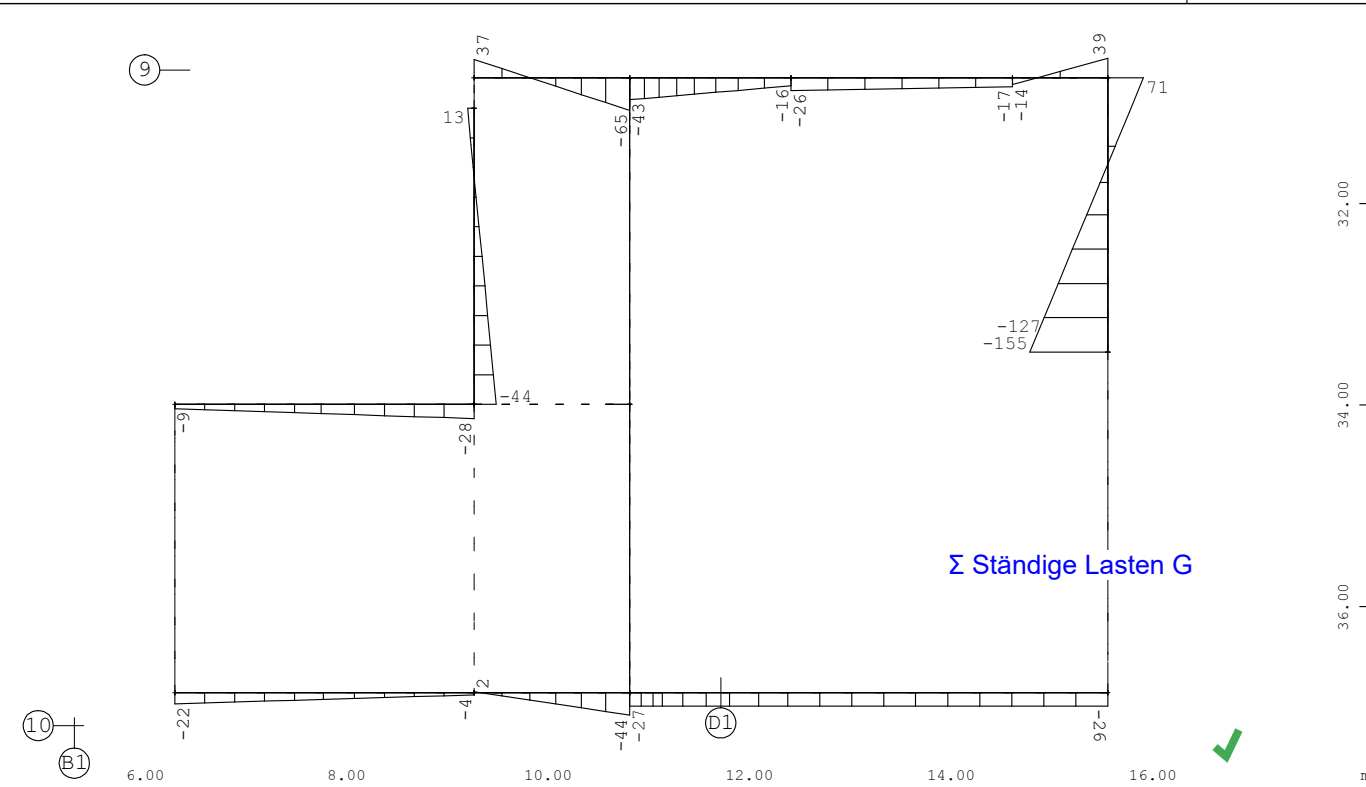
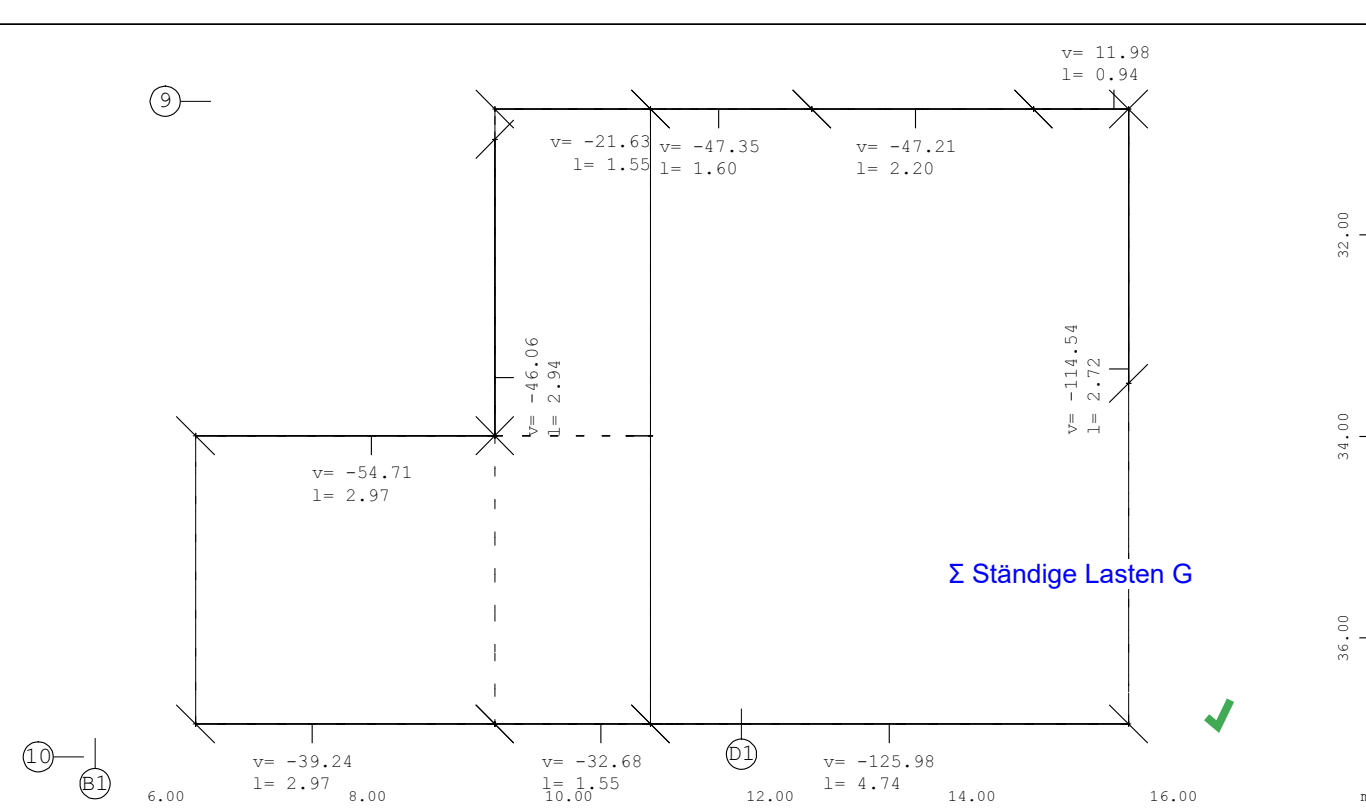


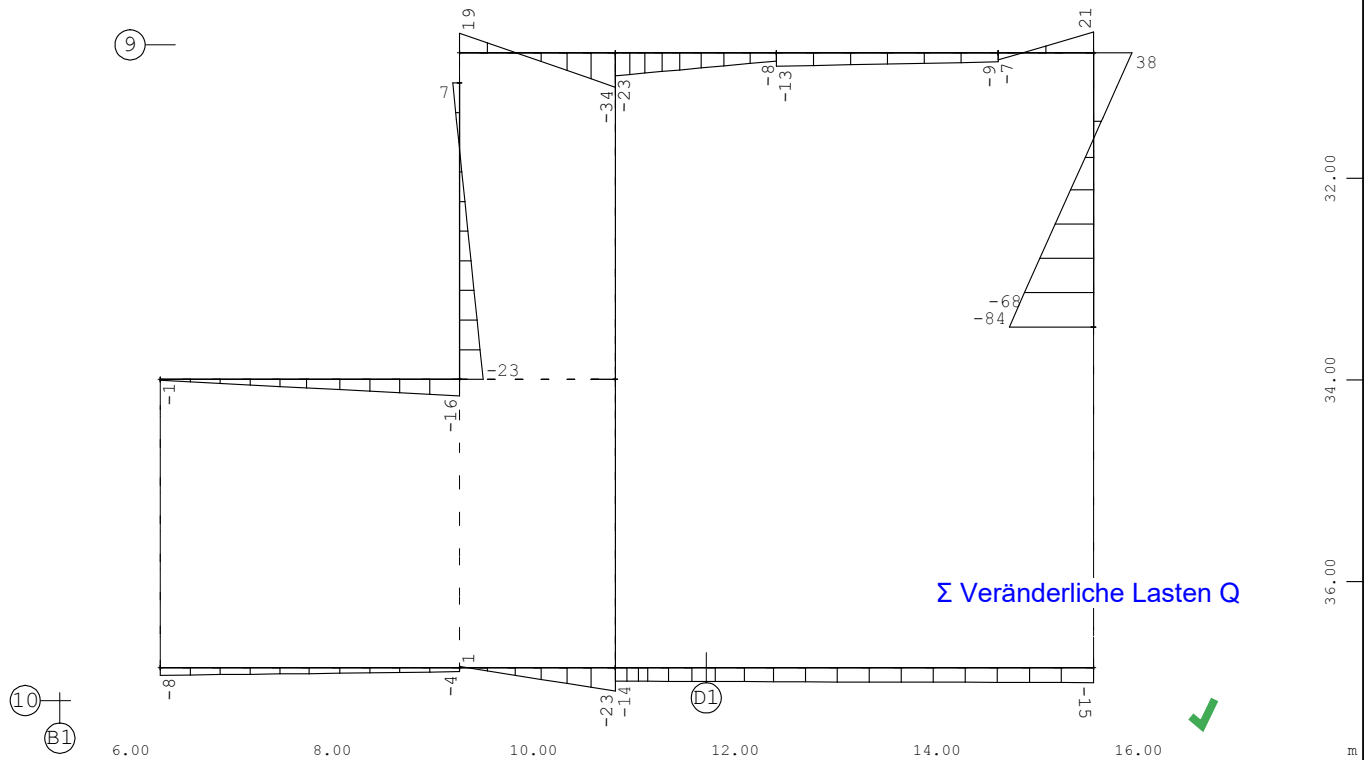
Auflagerkräfte und Verformungen

- Charakteristische Auflagerkräfte aus den ständig einwirkenden Lasten (G_k)
- Charakteristische Auflagerkräfte aus den veränderlich einwirkenden Lasten (Q_k)
- Deckenverformungen im Zustand I (quasi-ständige LF-Kombination im GZG)
- Deckenverformungen im Zustand II (quasi-ständige LF-Kombination im GZG)

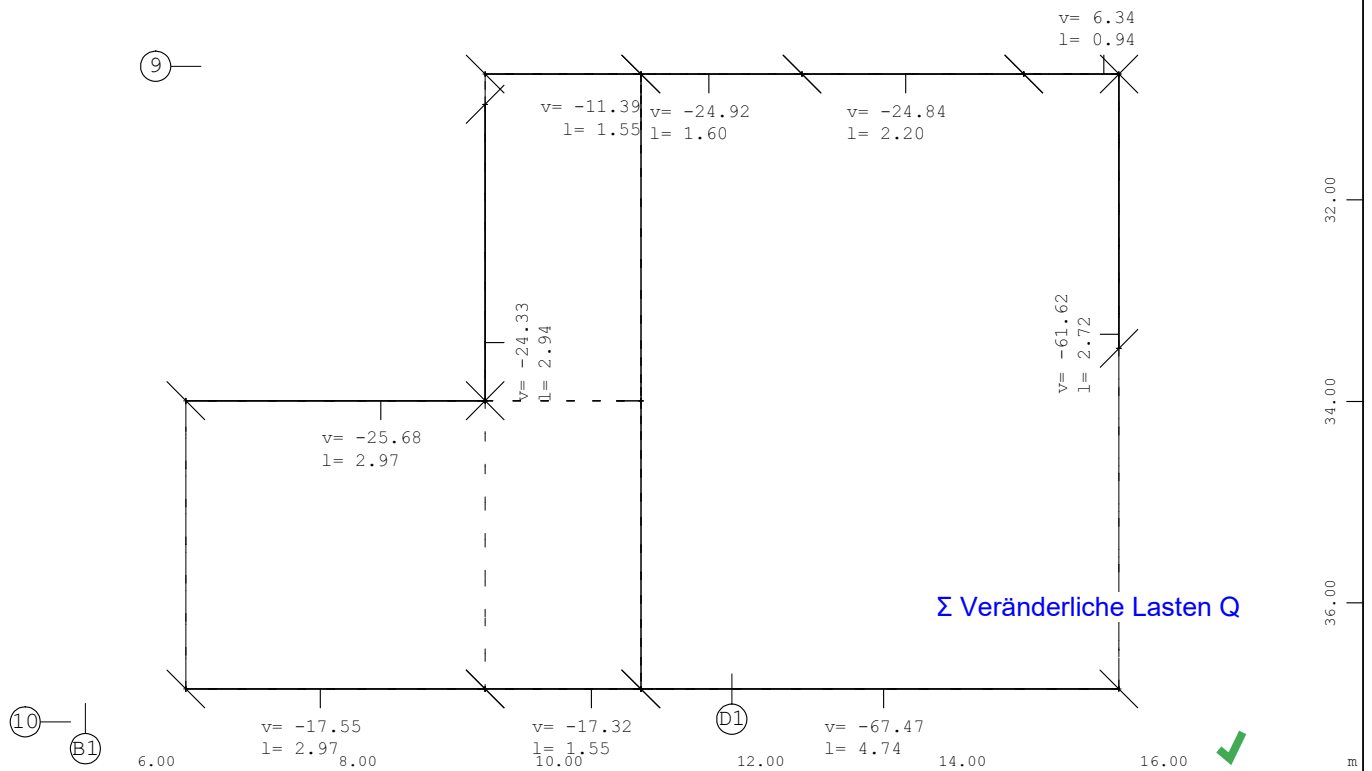


VERFASSER : Ingenieurbüro Wetzel & von Seht PROGRAMM : WinGraf - Graphical Output (2023 -08.0)			
BAUWERK : 21069-1 AKK Altonaer Kinderkrankenhaus Aufstockung Reha-Gebäude		ASB NR. : 21069-1	DATUM : 12.03.2025
 <p>Σ Ständige Lasten G</p>			
Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 3168 MIN-PZ RAND Verteilte Auflagererre , 1 cm im Raum = 200.00 kN/m (Min=-288) (Max=41)			M 1 : 75
 <p>Σ Veränderliche Lasten Q</p>			
Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 4168 MIN-PZ RAND Verteilte Auflagererre , 1 cm im Raum = 100.00 kN/m (Min=-156) (Max=22)			M 1 : 75
BAUTEIL : Pos. 3.2.1 Decke über 2.OG BLOCK : Achsen B1-F1/9-10 VORGANG : Auflagerkräfte (char.) Ständige + veränderliche Lasten (ΣG/ΣQ)			ARCHIV NR Seite 3-145 geprüft Gebhart

VERFASSER : Ingenieurbüro Wetzel & von Seht PROGRAMM : WinGraf - Graphical Output (2023 -08.0)			
BAUWERK : 21069-1 AKK Altonaer Kinderkrankenhaus Aufstockung Reha-Gebäude		ASB NR. : 21069-1	DATUM : 12.03.2025
 <p>Σ Ständige Lasten G</p>			
Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 3168 MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerre , 1 cm im Raum = 150.00 kN/m (Min=-155) (Max=71)			M 1 : 75
 <p>Σ Ständige Lasten G</p>			
Resultierende aus.Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 3168 MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerre (Min=-125.98) (Max=11.98) (Summe: -517.41) (v=Resultierende in m*kN/m,l=Schnittlänge in m)			M 1 : 75
BAUTEIL : Pos. 3.2.1 Decke über 2.OG BLOCK : Achsen B1-F1/9-10 VORGANG : Auflagerkräfte (char.) Ständige Lasten (ΣG)			ARCHIV NR Seite 3-146



Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 4168 MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerre , M 1 : 75
 1 cm im Raum = 75.000 kN/m (Min=-84) (Max=38)



Resultierende aus.Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 4168 MIN-PZ RAND M 1 : 75
 Verteilte Auflagererre (Min=-67.47) (Max=6.34) (Summe: -268.79) (v=Resultierende in
 m*kN/m, l=Schnittlänge in m)

BAUTEIL	: Pos. 3.2.1 Decke über 2.OG
BLOCK	: Achsen B1-F1/9-10
VORGANG	: Auflagerkräfte (char.) Veränderliche Lasten (EQ)

ARCHIV NR

21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Nichtlineare Berechnung im GZG

Nichtlineare Eigenschaften Betongesetz Flächenelemente

Allgem. Parameter: Anzahl Schichten 10 [-]
Max.Schub Tau-02 9.90 [MPa]
Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen nach EC2/1992 bzw. Heft 400 DAfSTB
Berechnung der Rissbreite nach DIN EN 1992-1-1 7.3.4

Bewehrungseingaben Betongesetz

Grp	Elem	OBEN	HO	DHO	ASO	ASOQ	DO	DOQ
Nr.	Nr.	UNTE	HU	DHU	ASU	ASUQ	DU	DUQ
		[°]	[mm]	[mm]	[cm ² /m]	[cm ² /m]	[mm]	[mm]
all		90.0	40.0	14.0	7.54	7.54	12	12
		90.0	40.0	14.0	7.54	7.54	12	12
3		90.0	40.0	16.0	10.26	10.26	14	14
		90.0	40.0	16.0	10.26	10.26	14	14

Bemessungsfallnummer 1 wird mit Faktor 1.000 berücksichtigt.

Die verwendete Bewehrung wird unter Bemessungsfallnummer 99 abgespeichert.

Berechnungsgrundlagen

Berechnung mit nichtlinearen Materialeigenschaften

Nichtlineare Materialeigenschaften werden angesetzt für:

Federelemente[RISS,FLIE,MUE,GAP], Pfahlbettung, flächenhafte QUAD-Bettung
QUAD Elemente: nur bei Material Beton, Stahl und Textil-Membran

Mit linearen Materialeigenschaften gerechnet werden:

QUAD Elemente nicht aus Material Beton, Stahl oder Textil-Membran
Fachwerk-, Seil-, Stab-, Pfahl- und Randelemente
Stabelemente

Maximal erreichbare Betonspannungen in der nichtlinearen Berechnung

Nichtlineare Elemente verwenden die Arbeitslinie für den Gebrauchszustand.

Mnr	Material- sicherheit	Anfangs- E-Modul*	max.- sigma*	bei Dehnung	quad-max sigma-z	quad-tension stiffening
		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[o/oo]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
1	1.000	35781	-43.00	-2.25	2.25	3.21
3	1.000	33050	-33.00	-2.07	1.80	2.56

Maximal erreichbare Stahlspannungen in der nichtlinearen Berechnung

Nichtlineare Elemente verwenden die Arbeitslinie für den Gebrauchszustand.

Mnr	Material- sicherheit	Anfangs- E-Modul*	Proportional grenze*	bei Dehnung	Zugfestig- keit*	bei Dehnung
		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[o/oo]	[N/mm ²]	[o/oo]
2	1.000	200000	500.00	2.50	525.00	25.00

* In den gekennzeichneten Spalten ist die Materialsicherheit eingerechnet.

Elementgruppen Kriechen und Schwinden

Nr	phi-ges	eps-ges	relz-ges	phif-ges	phis-ges	dphi	deps	drelz	ZK/Z0	ZS/Z0
		0/00	0/0				0/00	0/0		
1	2.710	-0.455	0.000	2.710	0.000	2.710	-0.455	0.000	0.010	0.997
2	2.710	-0.455	0.000	2.710	0.000	2.710	-0.455	0.000	0.010	0.997
3	2.710	-0.455	0.000	2.710	0.000	2.710	-0.455	0.000	0.010	0.997

phif=Kriechwert für Federn, Randelementen und Quadbettungen - epsf=eps*phif/phi

phis=Kriechwert für Elemente mit Material ungleich Beton - epss=eps*phis/phi

Kriechen - ZK/Z0-Zwangfaktor plötzl. Zwangabbau, TROST-Beiwert ro= 0.00

Schwinden- ZS/Z0-Schwindfaktor nach TROST für allmählichen Zwang

Kriechen+Schwinden wird aufgebracht in 1 Kriechstufen

von Lastfall1001 bis Lastfall1001



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Nichtlineare Berechnung im GZG

Lastfall 1001 ((P)) (1)+(2)+0.3(3)+0.3(4)+0.3(5)

Faktor P und M Lasten	1.000			
Faktor Eigengewicht	EG-ZZ	1.000		
selektiv Lasten	übernommen aus Lastfall	1 mit Faktor	1.000	
selektiv Lasten	übernommen aus Lastfall	2 mit Faktor	1.000	
selektiv Lasten	übernommen aus Lastfall	3 mit Faktor	0.300	
selektiv Lasten	übernommen aus Lastfall	4 mit Faktor	0.300	
selektiv Lasten	übernommen aus Lastfall	5 mit Faktor	0.300	

Summe der Auflagerkräfte und Lasten

Lastfall	Σ(Reaktionen)			Bezeichnung
	X[kN]	Y[kN]	Z[kN]	
	Σ(Lasten)			
1001	0.0	0.0	-598.0	(1)+(2)+0.3(3)+0.3(4)+0.3(5)
	0.0	0.0	598.0	

Statistik nichtlineare Effekte Lastfall 1001

Statistik Plastizierung: Anzahl überprüfte QUAD-Gausspunkte:	2660
Gausspunkte im nichtlinearen Bereich der Arbeitslinie:	0
Anzahl gerissener Gausspunkte (oberhalb Rissdehnung) :	744
Maximale Betondruckdehnung :	-0.58 [o/oo]
Minimale mittlere Stahldehnung [Druck] :	-0.76 [o/oo]
Maximale mittlere Stahldehnung [Zug] :	0.63 [o/oo]
Maximale Stahldehnung im Riss [Zug] :	1.28 [o/oo]
Maximale Betondruckspannung :	-5.44 [MPa]
Maximale Betonzugspannung in einem Betonlayer .. :	2.24 [MPa]
Minimale Betonstahlspannung :	-151.11 [MPa]
Maximale Betonstahlspannung :	255.75 [MPa]
Maximale Rissbreite :	0.32 [mm]
Minimale Druckzonendicke in lokaler x Richtung :	0.00 [cm]
Minimale Druckzonendicke in lokaler y Richtung :	0.00 [cm]
Minimale " mindestens einachsig überdrückt :	0.00 [cm]
Minimale Druckzonendicke zweiachsig überdrückt :	0.00 [cm]



VERFASSEN : Ingenieurbüro Wetzel & von Seht PROGRAMM : WinGraf - Graphical Output (2023 -08.0)			
BAUWERK : 21069-1 AKK Altonaer Kinderkrankenhaus Aufstockung Reha-Gebäude		ASB NR. : 21069-1	DATUM : 17.01.2025
<div> </div> <div> <p> Achsen B1-D1/9-10 Knotenverschiebung in global Z , Lastfall 1475 MAXP-UZ KNOT Knotenverschiebungen , von 0 bis 1 Stufen 1 mm </p> <p>M 1 : 75</p> </div>			
<div> </div> <div> <p> Achsen B1-D1/9-10 Knotenverschiebung in global Z , nichtlinearer Lastfall 1001 (1)+(2)+0.3(3)+0.3(4)+0.3(5) , von 0 bis 2 Stufen 1 mm </p> <p>M 1 : 75</p> </div>			
BAUTEIL : Pos. 3.2.1: Decke über 2.OG BLOCK : Achsen B1-F1/9-10 VORGANG : Verformungen (GZG) Zustand I und II (quasi-ständige LFK)			ARCHIV NR <div>Seite 3-150</div> <div>geprüft Gebhart</div>



Biegebemessung / Biegebewehrung


- Bemessungsparameter der FEM-Berechnung
- Erforderliche Gesamtbewehrung aus der Biegebemessung (Übersicht)
- Erforderliche Zulagen unter Abzug der Grundbewehrung und Bewehrungswahl



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
 Bemessungsparameterliste

Bewehrungsparameter zweilagige Bewehrung

Auswahl Grp Elem Nr. Nr.	Abstand		Durchmesser		Rissbreite		Stahlspannung		Mindestbew.	
	d1-o 2.Lage	d1-u 2.Lage	ds-o 2.Lage	ds-u 2.Lage	wk-o 2.Lage	wk-u 2.Lage	sigso 2.Lage	sigsu 2.Lage	aso 2.Lage	asu 2.Lage
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[cm ² /m]	[cm ² /m]
für alle	40.0	54.0	12	12	0.40	0.40	320.00	320.00	7.54	7.54
	40.0	54.0	12	12	0.40	0.40	320.00	320.00	7.54	7.54
3	40.0	56.0	14	14	0.40	0.40	320.00	320.00	10.26	10.26
	40.0	56.0	14	14	0.40	0.40	320.00	320.00	10.26	10.26
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.

21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Bruchbemessung

Norm

EuroNorm: DIN EN 1992-1-1/NA:2013, DIN EN 1993-1-1/NA:2018, DIN EN 1994-1-1/NA:2010 (Germany) V 2023
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

Materialien

MAT	fck [MPa]	fc [MPa]	fctm [MPa]	fy [MPa]	ft [MPa]	eps,ud [o/oo]	minQ	Art
1	35.00	29.75	3.21				0.00	
2				500.00	525.00	25.0		
3	25.00	21.25	2.56				0.00	

MAT	Materialnummer	ft	Zugfestigkeit des Betonstahls
fck	Nennfestigkeit des Betons	eps,ud	Grenzdehnung - begrenzt auf max. 0.9*50 o/oo
fc	Rechenfestigkeit des Betons	minQ	minimale Querbewehrung
fctm	Zugfestigkeit des Betons	Art	Charakter der Belastung
fy	Fließgrenze des Betonstahls		

Abminderung der Betondruckfestigkeit bei Querkzug = 25.0 [o/o]

Material-Sicherheitsbeiwerte:

MAT	Beton SC1	SC2	Stahl SS1	SS2
1	1.50	1.50		
2			1.15	1.15
3	1.50	1.50		

MAT	Materialnummer
Beton SC1	Materialsicherheit SC1/SC2 = Biegeglieder/Druckglieder
Stahl SS1	Materialsicherheit Betonstahl Biegeglieder/Druckglieder

Bei direkter Lagerung wird die Querkraft von 1.0*d bis zum Auflagerrand linear auf 70% reduziert.
Der Nachweis der Betondruckstrebe erfolgt ohne Reduktion am Auflagerrand.
Beim Durchstanznachweis wird, falls erforderlich, die Biegebewehrung bis 1.50% erhöht, um auf Schubbewehrung verzichten zu können [Eingabe DUST...RO_V].
Ausserhalb der Durchstanzbereiche wird hierzu bei der normalen Plattenschubbe-
messung der Biegebewehrungsgrad bis maximal 0.20% erhöht [Eingabe STEU...RO_V].



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Bemessung im Gebrauchszustand

Norm

EuroNorm: DIN EN 1992-1-1/NA:2013, DIN EN 1993-1-1/NA:2018, DIN EN 1994-1-1/NA:2010 (Germany) V 2023
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
1101	1.000	MAXP-MXX QUAD Schnittgrößen in
1102	1.000	MINP-MXX QUAD Schnittgrößen in
1103	1.000	MAXP-MYY QUAD Schnittgrößen in
1104	1.000	MINP-MYY QUAD Schnittgrößen in
1105	1.000	MAXP-MXY QUAD Schnittgrößen in
1106	1.000	MINP-MXY QUAD Schnittgrößen in
1107	1.000	MAXP-VX QUAD Schnittgrößen in
1108	1.000	MINP-VX QUAD Schnittgrößen in
1109	1.000	MAXP-VY QUAD Schnittgrößen in
1110	1.000	MINP-VY QUAD Schnittgrößen in
1475	1.000	MAXP-UZ KNOT Knotenverschiebunge
1476	1.000	MINP-UZ KNOT Knotenverschiebunge
1477	1.000	MAXP-URX KNOT Knotenverschiebung
1478	1.000	MINP-URX KNOT Knotenverschiebung
1479	1.000	MAXP-URY KNOT Knotenverschiebung
1480	1.000	MINP-URY KNOT Knotenverschiebung

Materialien

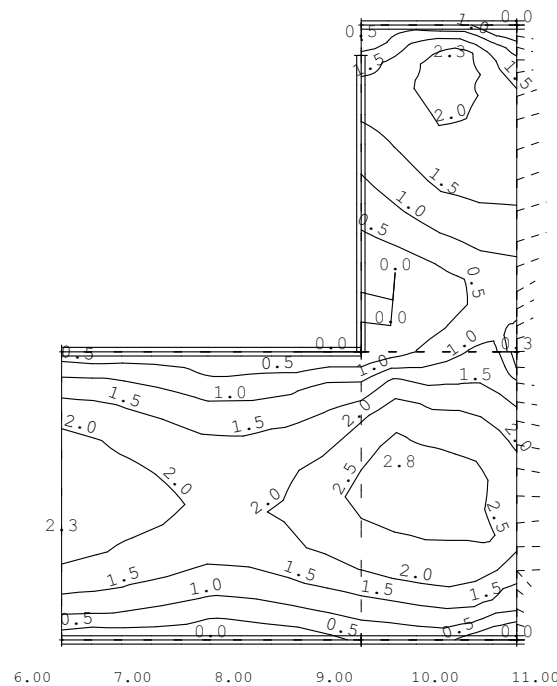
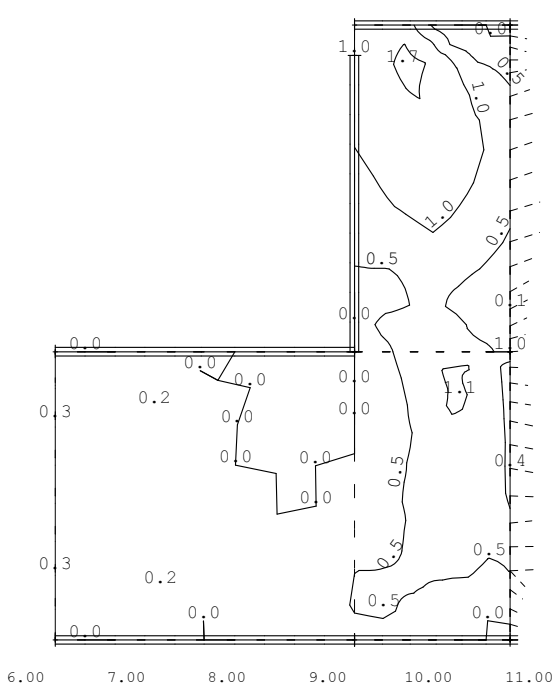


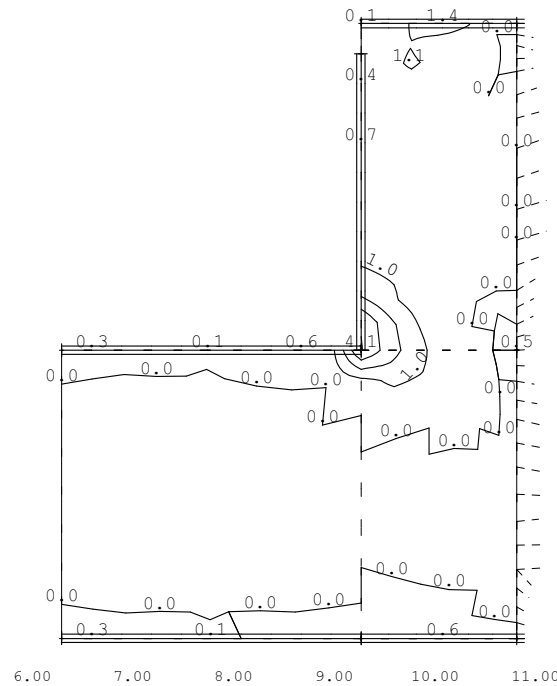
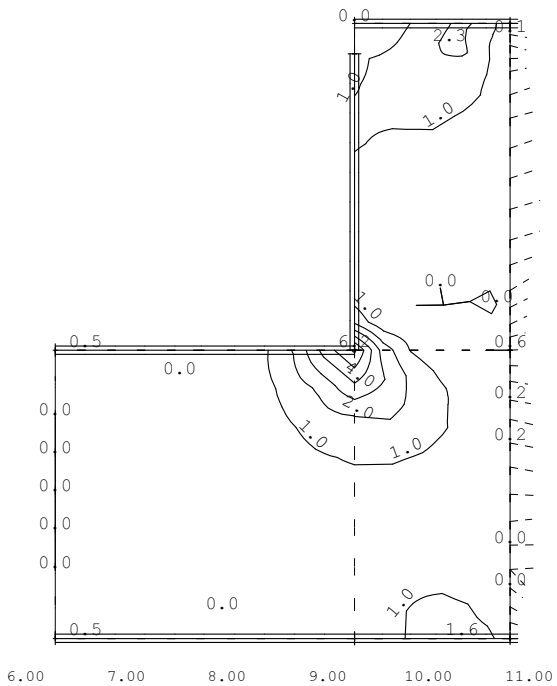


MAT	fck [MPa]	fc [MPa]	fctm [MPa]	fy [MPa]	ft [MPa]	eps,ud [o/oo]	minQ	Art
1	35.00	29.75	3.21				0.00	
2				500.00	525.00	25.0		
3	25.00	21.25	2.56				0.00	

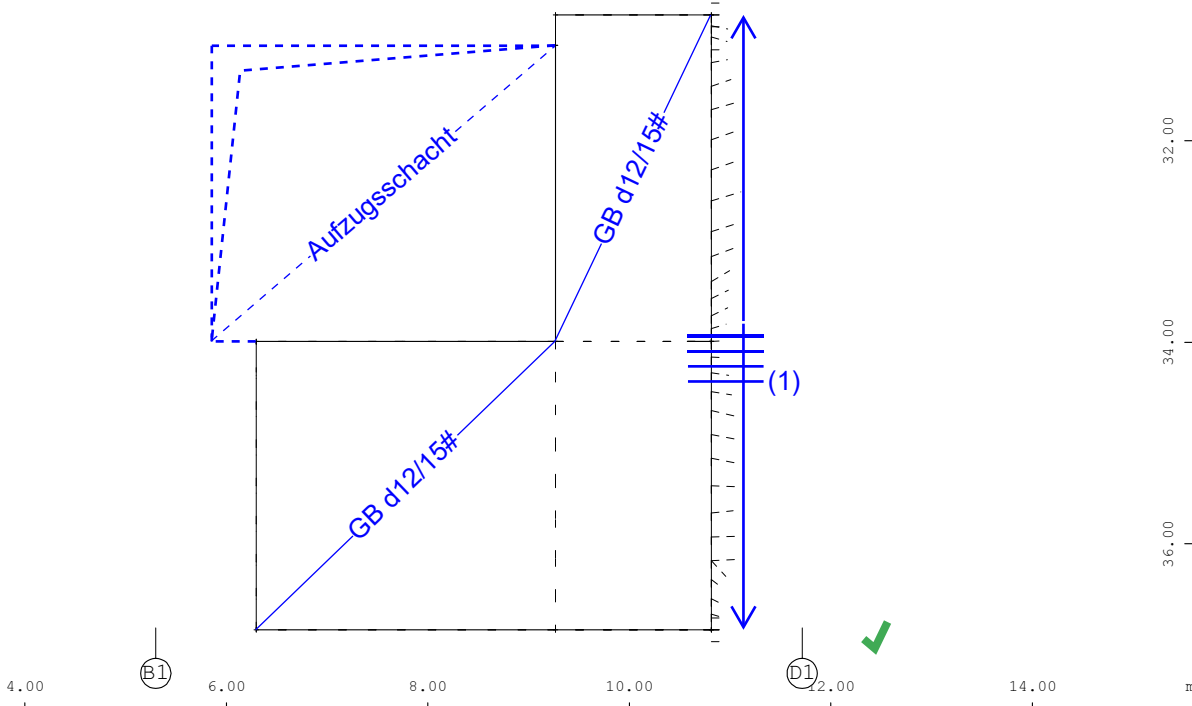
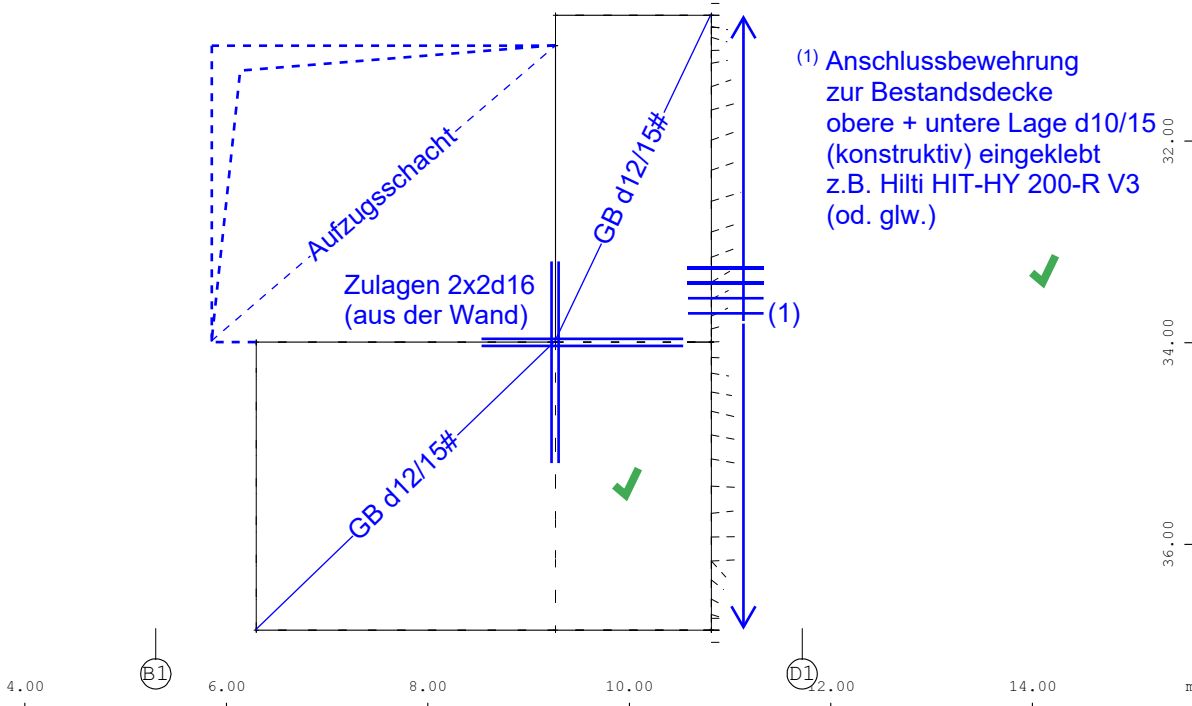
MAT	Materialnummer	ft	Zugfestigkeit des Betonstahls
fck	Nennfestigkeit des Betons	eps,ud	Grenzdehnung - begrenzt auf max. 0.9*50 o/oo
fc	Rechenfestigkeit des Betons	minQ	minimale Querbewehrung
fctm	Zugfestigkeit des Betons	Art	Charakter der Belastung
fy	Fließgrenze des Betonstahls		

Eine Robustheitsbewehrung wurde nicht angefordert und muss gesondert nachgewiesen werden.

Eine Mindestbewehrung wurde nicht angefordert und muss gesondert nachgewiesen werden.



VERFASSER : Ingenieurbüro Wetzel & von Seht PROGRAMM : WinGraf - Graphical Output (2023 -08.0)			
BAUWERK : 21069-1 AKK Altonaer Kinderkrankenhaus Aufstockung Reha-Gebäude		ASB NR. : 21069-1	DATUM : 17.01.2025
			
 Achsen B1-D1/9-10 Info Bewehrung nur aus Biegebemessung, Hauptbewehrung <u>(1.Lage)</u> unten im Knoten ↴, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 0.00 bis 2.8 Stufen 0.5 cm²/m		 Achsen B1-D1/9-10 Info Bewehrung nur aus Biegebemessung, Querbewehrung <u>(2.Lage)</u> unten im Knoten ↷, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 0.00 bis 1.7 Stufen 0.5 cm²/m	
			
 Achsen B1-D1/9-10 Info Bewehrung nur aus Biegebemessung, Hauptbewehrung <u>(1.Lage)</u> oben im Knoten ↴, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 0.00 bis 4.1 Stufen 1.0 cm²/m		 Achsen B1-D1/9-10 Info Bewehrung nur aus Biegebemessung, Querbewehrung <u>(2.Lage)</u> oben im Knoten ↷, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 0.00 bis 6.2 Stufen 1.0 cm²/m	
BAUTEIL : Pos. 3.2.1: Decke über 2.OG BLOCK : Achsen B1-F1/9-10 VORGANG : Biegebewehrung untere und obere Bewehrungslage			ARCHIV NR. Seite 3-155 geprüft Gebhart

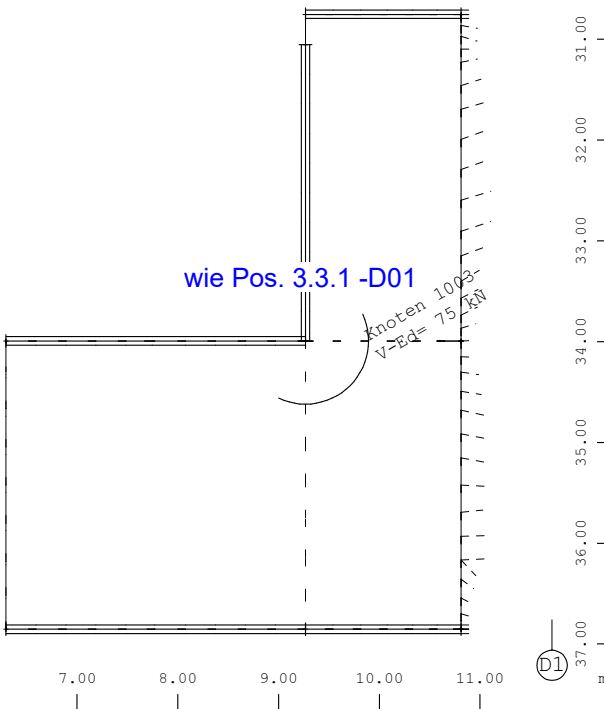
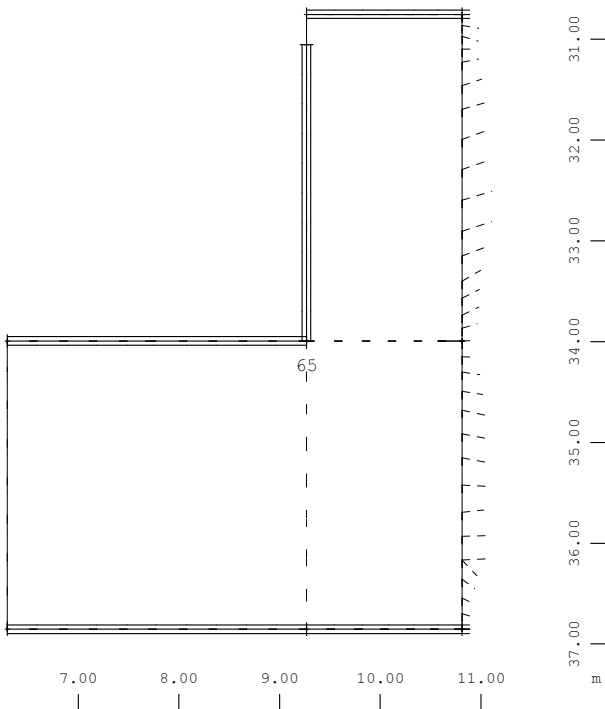


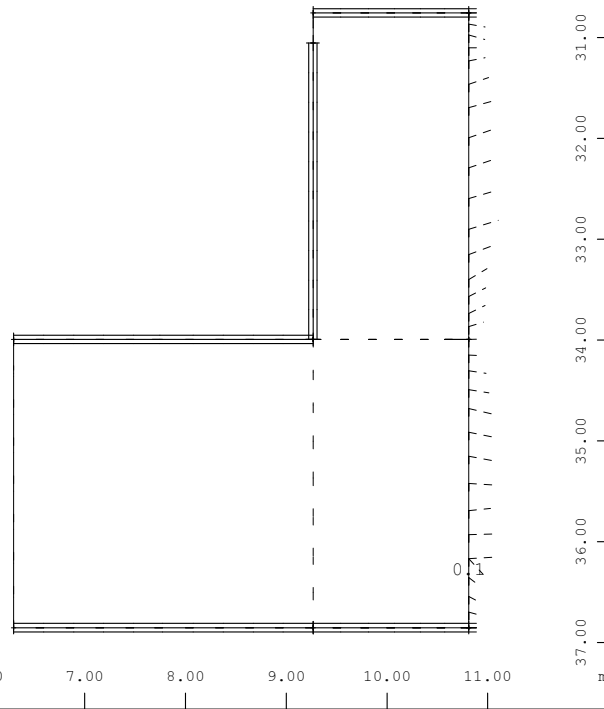
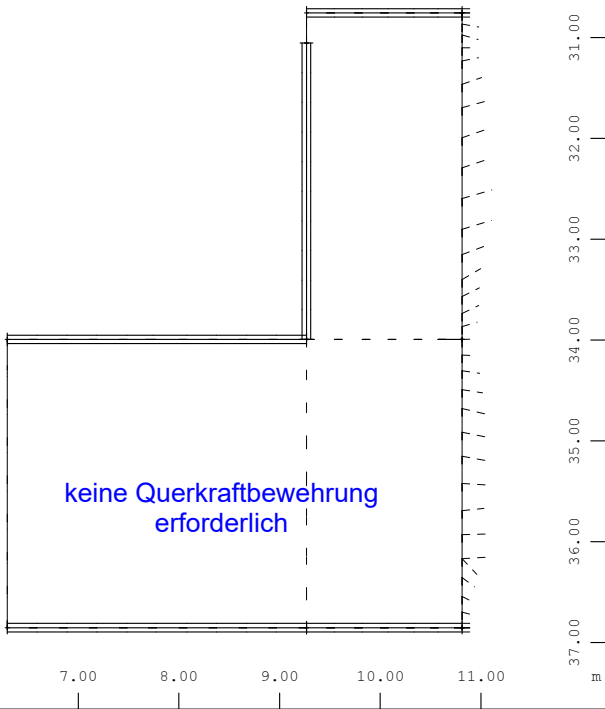


VERFASSER : Ingenieurbüro Wetzels & von Seht PROGRAMM : WinGraf - Graphical Output (2023 -08.0)			
BAUWERK : 21069-1 AKK Altonaer Kinderkrankenhaus Aufstockung Reha-Gebäude		ASB NR. : 21069-1	DATUM : 20.01.2025
<div></div>			
<div><div>Achsen B1-D1/9-10</div><div>Flächenelemente , <u>Bewehrung unten</u> in cm²/m, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , Differenzen zu 7.5/7.5/0.00 (Max=0.00)</div></div>		<div>M 1 : 75</div> <div>Grundbewehrung d12/15#</div>	
<div></div>			
<div><div>Achsen B1-D1/9-10</div><div>Flächenelemente , <u>Bewehrung oben</u> in cm²/m, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , Differenzen zu 7.5/7.5/0.00 (Max=0.00)</div></div>		<div>M 1 : 75</div> <div>Grundbewehrung d12/15#</div>	
BAUTEIL : Pos. 3.2.1: Decke über 2.OG BLOCK : Achsen B1-F1/9-10 VORGANG : Biegebewehrung untere und obere Bewehrungslage (abzgl. GB d12/15#)			ARCHIV NR. Seite 3-156



Querkraftbemessung und Durchstanznachweise

- Ausgabe der Bemessungsquerkräfte $V_{Ed} > V_{Rd,ct}$
- Ausgabe $V_{Ed}/V_{Rd,max} > 0,30$ (für $V_{Ed}/V_{Rd,max} \leq 0,30$ sind Querkraftzulagen ausreichend)
- Erforderliche Querkraftbewehrung
- Nachweis der Sicherheit gegen Durchstanzen

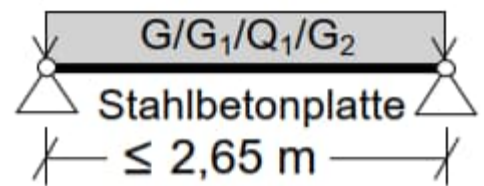
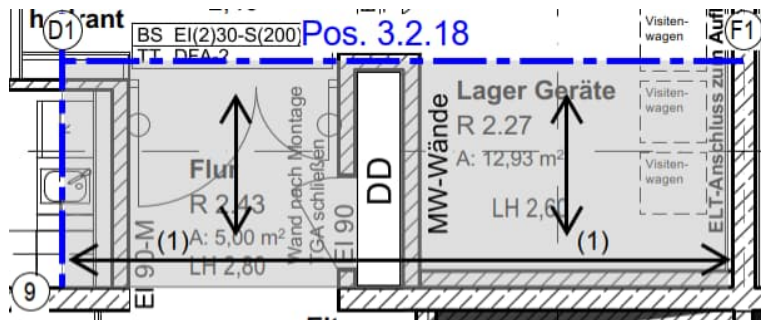


VERFASSER : Ingenieurbüro Wetzel & von Seht PROGRAMM : WinGraf - Graphical Output (2023 -08.0)			
BAUWERK : 21069-1 AKK Altonaer Kinderkrankenhaus Aufstockung Reha-Gebäude		ASB NR. : 21069-1	DATUM : 17.01.2025
			
 Achsen B1-D1/9-10 Durchstanzen in cm ² /m ² , Bemessungsfall 2 (Max=0)		 Achsen B1-D1/9-10 Maximale Bemessungsquerkraft VED im Knoten, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 108 bis 229 Stufen 172 kN/m $V_{Rd,c} = 108 \text{ kN/m}$	
			
 Achsen B1-D1/9-10 max.VED / VRDmax im Knoten, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 0.3 bis 0.3 Stufen 0.1 - für < 0,3 → Querkraftzulagen möglich		 Achsen B1-D1/9-10 Flächenelemente , Bügelbewehrung in cm ² /m ² , Bemessungsfall 1 Bemessung GZT (Max=0.00)	
BAUTEIL : Pos. 3.2.1: Decke über 2.OG BLOCK : Achsen B1-F1/9-10 VORGANG : Durchstanznachweise und Querkraftbemessung			ARCHIV NR Seite 3-158 geprüft Gebhart

Pos. 3.2.2 Stahlbetonplatte h=20 cm Decke über 2.OG – Achse D1-F1 / 8-9

1. Statische Systeme

Die Deckenplatte spannt einachsig zwischen der grundfest geführten Stahlbetonwand in Achse 9 und dem Deckenträger Pos. 3.2.18. Im mittleren Bereich ist eine Deckenöffnung für einen TGA-Schacht vorgesehen. Über die Flächenlasten hinaus wird die Deckenplatte daher zusätzlich aus den Linienlasten der beiden Mauerwerkswände des TGA-Schachtes im darüber liegenden Geschoss parallel zur Spannrichtung belastet. Die Wände liegen jeweils unmittelbar neben der Deckenöffnung des Schachtes, so dass für die Bemessung hier nur eine reduzierte mitwirkenden Plattenbreite angesetzt werden kann.

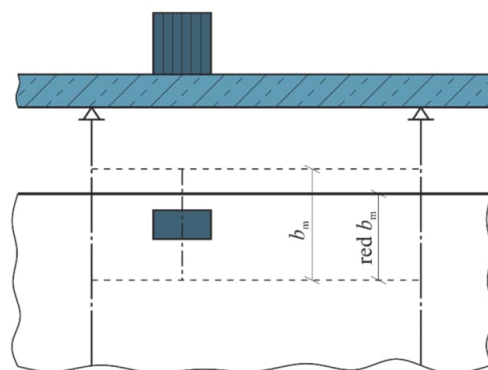


(1) Anschluss zur Bestandswand

Baustoffe

- Betonfestigkeit: C 30/37
- Expositionsklassen: XC1, WO (Innenbauteil)
- Zulässige Rissbreiten: $w_k = 0,40 \text{ mm}$ (Innenbauteil)
- Betondeckung: $c_{nom} = 35 \text{ mm}$
- Bewehrung: B500 A oder B

Mitwirkende Plattenbreiten für Linien- und Einzellasten (DAfStb. Heft 631) für Linien- und Einzellasten



- für Biegemoment (Tab. 2.1, Zeile 1) $b_{m,MF} = t_y + 2,50 \cdot x \cdot (1 - x / L)$
 $\rightarrow t_y = 17 \text{ cm}$ (Wanddicke) und $x=L/2$ $b_{m,MF} = t_y + 0,625 \cdot L = 0,17 + 0,625 \cdot 2,65 = 1,83 \text{ m}$
 \rightarrow reduzierte Breite für Randlast $\text{red. } b_{m,MF} = (b_{m,MF} + t_y) / 2 = (1,83 + 0,17) / 2 = \underline{1,00 \text{ m}}$
- für Querkraft (Gl. 2.3a) $b_{m,V} = 7 \cdot d_F + 0,5 \cdot b_0$
 $\rightarrow d_F = 16 \text{ cm}$ und $b_0 = t_y = 17 \text{ cm}$ $b_{m,V} = 7 \cdot 0,16 + 0,5 \cdot 0,17 \sim 1,20 \text{ m}$
 \rightarrow reduzierte Breite für Randlast $\text{red. } b_{m,V} = (b_{m,V} + t_y) / 2 = (1,20 + 0,17) / 2 = \underline{0,68 \text{ m}}$

2. Belastung

→ Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen

Einwirkende Lasten

		G	Q	
• Eigengewicht:	→ wird programmintern generiert	$G = 0,20 \cdot 25 = 5,00$	✓	[kN/m²]
• Ausbau- und Nutzflächenlasten:		$G_1 / Q_1 = 2,50 /$	3,00	[kN/m²] ✓
• MW-Wand ($d \leq 17^5$ cm, KS 12/1.6, H=3,40m) ⁽¹⁾ Längswand II zur Spannrichtung		$G_2 = 3,2 \cdot 3,40 = 10,90$	✓	[kN/m]

3. Schnittgrößen und Bemessung

→ Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Biegebemessung

erf. $A_s = 3,6 \text{ cm}^2/\text{m}$

- Gewählt Längsbewehrung $\varnothing 10/15$ obere + untere Lage (vorh. $A_s = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$)
Querbewehrung $\varnothing 10/15$ obere + untere Lage ✓

Querkraftbemessung

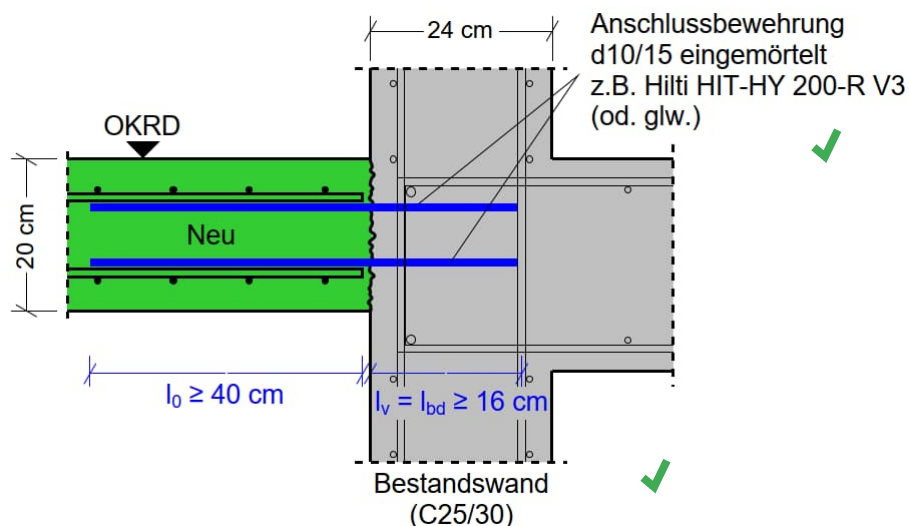
mitwirkende Breite red. $b_{m,V} = 0,68 \text{ m}$ für die randnahe Last (s.o.)

- Flächenlasten $G/G_1/Q_1$ $V_{Ed} = (1,35 \cdot 7,50 + 1,50 \cdot 3,00) \cdot 2,65 / 2 = 19,4 \text{ kN/m}$
- Linienlast Mauerwerk G_2 $V_{Ed} = 1,35 \cdot 10,90 \cdot 2,65 / (2 \cdot 0,68) = 28,7 \text{ kN/m}$
→ $\Sigma V_{Ed} = 19,4 + 28,7 = 48,1 \text{ kN/m} < 86,7 \text{ kN/m} = V_{Rd,min}$
→ Keine Querkraftbewehrung erforderlich ✓

Auflager / Anschluss zur Bestandswand Achse D1-F1 / 9

- Auflagerkraft (gemittelt): $F_d = V_{Ed} < 50 \text{ kN/m}$ ✓
- Gewählt: $\varnothing 10/15$ obere + untere Lage eingemörtelt ✓
z.B. Hilti HIT-HY 200-R V3 (od. glw.)
→ Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

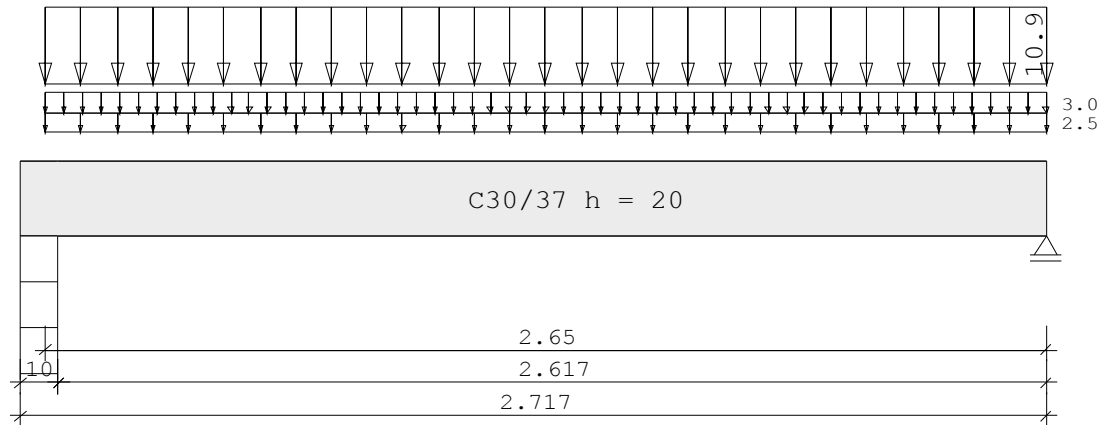
Die Anschlussfuge ist vor dem Betonieren aufzurauen (Zuschlagstoffe freilegen) und vorzunässen.



Pos. 3.2.2 Stahlbetonplatte im 2.OG - Achsen D1-F1/8-9

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 20



Stahlbetonplatte C30/37 E = 33000 N/mm ² DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12					
System	Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)
1	2.65	konstant	100.0	20.0	66666.7

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
1	1	B		2.50	3.00	1.00		
	1	B		10.90	0.00	1.00		

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 25.0 kN/m³ berücksichtigt.

Einwirkungen:				ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂	γ
Nr	Kl	Bezeichnung					
B	1	Büros		0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{Fi} = 1.0 Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	24.38	3.97	0.00	28.35	28.35	24.38
2	24.38	3.97	0.00	28.35	28.35	24.38
Summe:	48.76	7.95	0.00	56.71	56.71	48.76

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert γ_G * K_{Fi} = 1.35 über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm , kN)					
Feld		M _{fd}	M _{dli}	M _{dre}	V _{li} V _{re}
1	x ₀ = 1.33	25.76	0.00	0.00	38.88 -38.88

Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	38.88	38.88	24.38
2	0.00	0.00	-38.88	0.00	38.88	24.38

Bemessung DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.153
C30/37 B500B hochduktil

Betondeckung: $c_v = 3.5 \text{ cm} \geq \text{erf } c_v$
Bewehrungslage: $d_o = 4.0 \text{ cm}$ $d_B = 0$ $d_S = 10$
 $d_u = 4.0 \text{ cm}$ $d_B = 0$ $d_S = 10$

Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.
Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.

Kriechbeiwert: $\phi = 2.56$ $\epsilon_{cs} = 0.49 \text{ ‰}$ $h_0 = 20.00 \text{ cm}$

Auflagerbedingungen

Stütze	Breite (cm)	Lager	Art
1	10.0	Mauer	direkt
2	0.0	spitz	direkt

Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) $f_{ctm} = 2.90 \text{ N/mm}^2$

Q.Nr.	min Mu (kNm)	erf As (cm ²)	min Mo (kNm)	erf As (cm ²)	
1	19.31	2.68	-19.31	2.68	100.0/20.0

Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	Myd (kNm)	min Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm ²)	Aso (cm ²)
1	1.33	25.8		16.0	0.09	3.6	0.0

Am ersten Auflager sind mindestens 2.7 cm² zu verankern.
Am letzten Auflager sind mindestens 2.7 cm² zu verankern.
Querkraft VK-Lager ist mit $F = V_{Ed} \cdot \cot(\Theta) / 2$ berücksichtigt.

Berechnung mit modifizierter eff. Steifigkeit (Zeta-Verfahren)

Zugfestigkeit und Rissmoment mit $f_{ctm} = 2.9 \text{ N/mm}^2$
Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegungen (cm) $\phi = 2.56$ $\epsilon_{cs} = 0.49 \text{ ‰}$
quasi-ständige Kombination

Feld	x	fEI	fEI ϕ	fEI $\phi\epsilon$	fEI l_g	fEI l	fEI ϕ	fEI $\phi\epsilon$	f
1	1.33	0.06	0.18	0.22	0.05	0.06	0.19	0.22	0.22



<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	1
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.2.2 Deckenplatte über 2.OG - Wandanschluss Achsen D1-F1/9	Datum:	26. 02. 2025
Anwendung:			

Kommentare des Planers:

1. Eingabedaten

Allgemein

Bemessungsmethode	EN 1992-1-1:2004 + AC:2010, EN 1992-1-2:2004 + AC:2008
Effekt von ΔF_{td} berücksichtigen	ja
Überprüfung der Schubfuge	6.2.2
Bewehrung in der Druckzone für Bemessung berücksichtigen	nein
Anwendungstyp	Platte - Wand
Konstant in X-Richtung	ja
Lastart	Brand
Bemessung auf Stahlfließen	nein
Feuerwiderstandsdauer	90 min
Nutzungsdauer	50 Jahre



Produkt

Mörtel	HIT-HY 200-R V3 ✓
Artikelnummer	2262131 HIT-HY 200-R V3 (Mörtel)
Europäisch technische Bewertung	ETA-19/0600
Herausgegeben	09. 04. 2024
Installation	Hammerbohren, Montagebedingungen: Trockenes Bohrloch
Bohrrichtung	Bohrhilfe wird benutzt (dadurch verbessert sich der Bohrwinkel)

Material und Geometrie

Bestandsbeton	C25/30 , $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
Neuer Beton	\geq C25/30 , $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ ✓
Fugen-Rauheit	Rau ✓
Kontaktfläche zwischen neuem und altem Beton	Rechteckiger Querschnitt, Breite = 1.000 mm, Höhe = 200 mm
Länge des Bestandsbetons	240 mm
Temperatur	Während der Installation: von 5°C bis 20°C; Während der Nutzung: 20 °C / 20 °C (kurz-/langfristig)
Bewehrung im Beton	Weite Bewehrung

<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	2
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.2.2 Deckenplatte über 2.OG - Wandanschluss Achsen D1-F1/9	Datum:	26. 02. 2025
Anwendung:			

**Nachträglich installierte
Bewehrung**

	Durchmesser	Y-Koordinate	Verbund	f_{yk}	Bohrlochtiefe (l_v)
Lage oben 1	10mm	50 mm	Gut	500,00 N/mm ²	156 mm
Lage unten 1	10mm	-50 mm	Gut	500,00 N/mm ²	156 mm

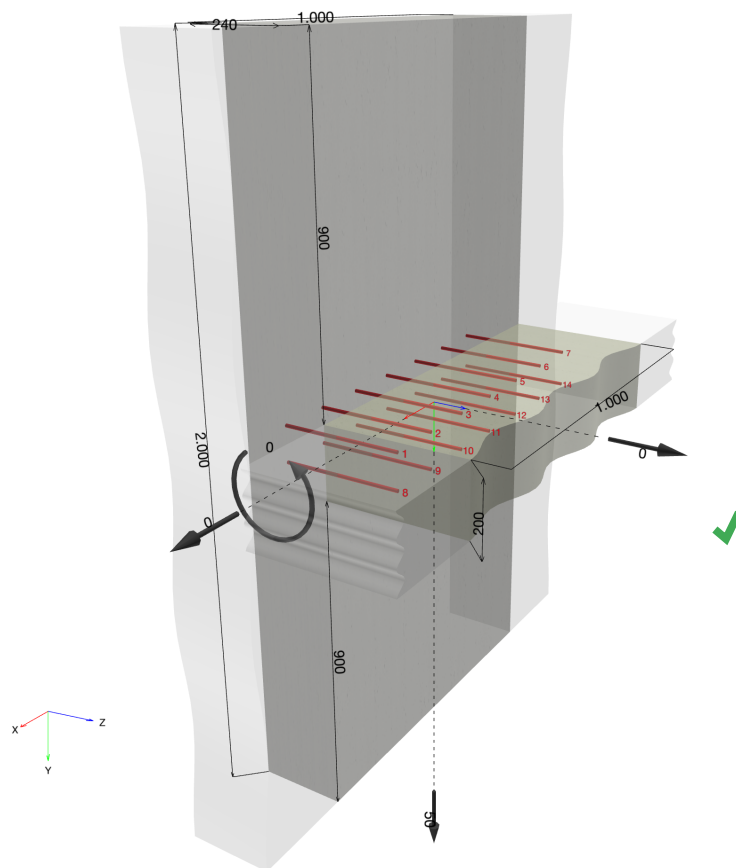
gewählt: $l_v \geq 160 \text{ mm}$ 

Unternehmen: Wetzels & von Seht
Adresse: Friesenweg 5E - 22763 Hamburg
Telefon | Fax: |
Bemessung: Pos. 3.2.2 Deckenplatte über 2.OG - Wandanschluss Achsen D1-F1/9
Anwendung:

Seite: 3
Planer:
E-Mail:
Datum: 26. 02. 2025

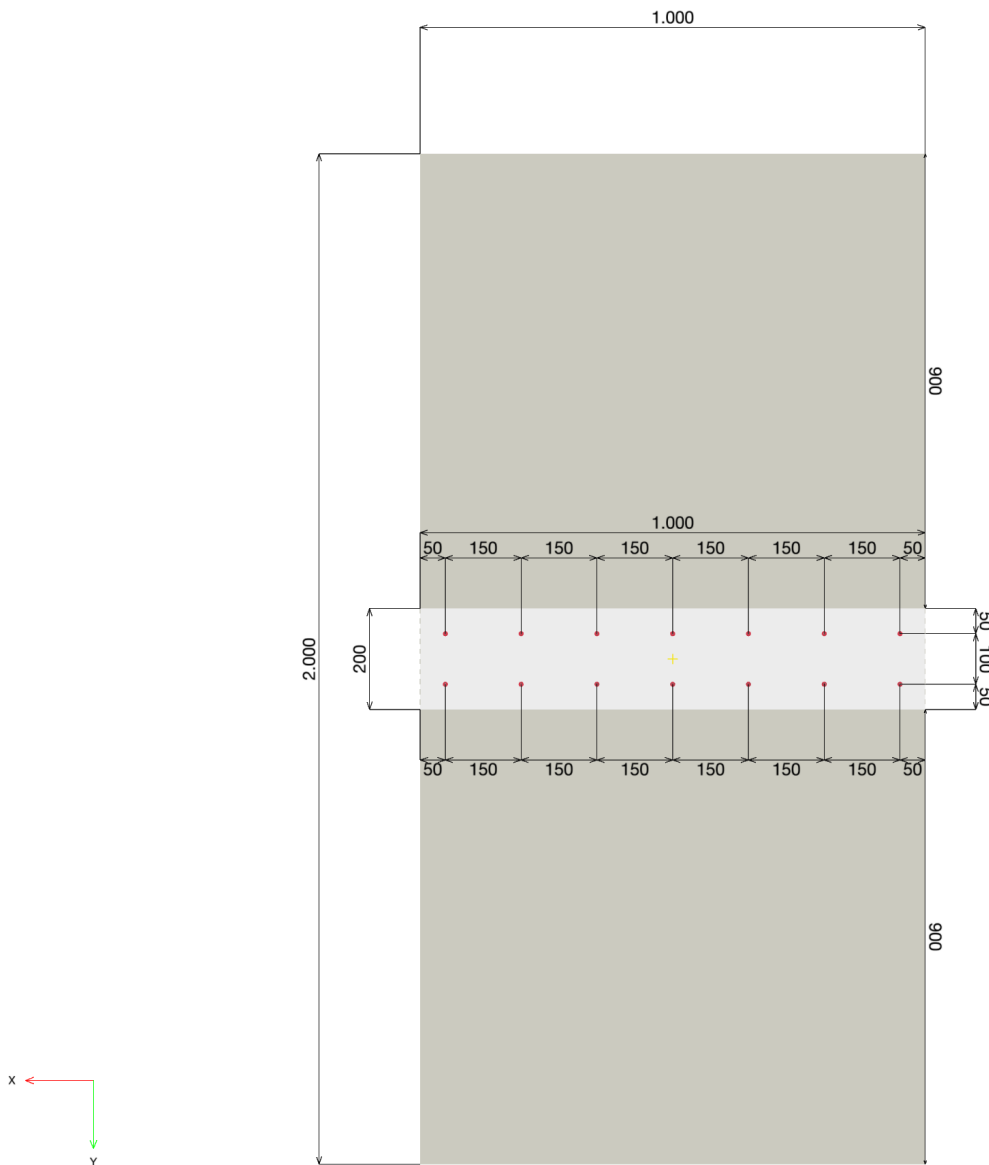
1.1. Geometrie und Lasten

Geometrische Abmessungen in [mm]. Lastwerte in [kN, kNm]



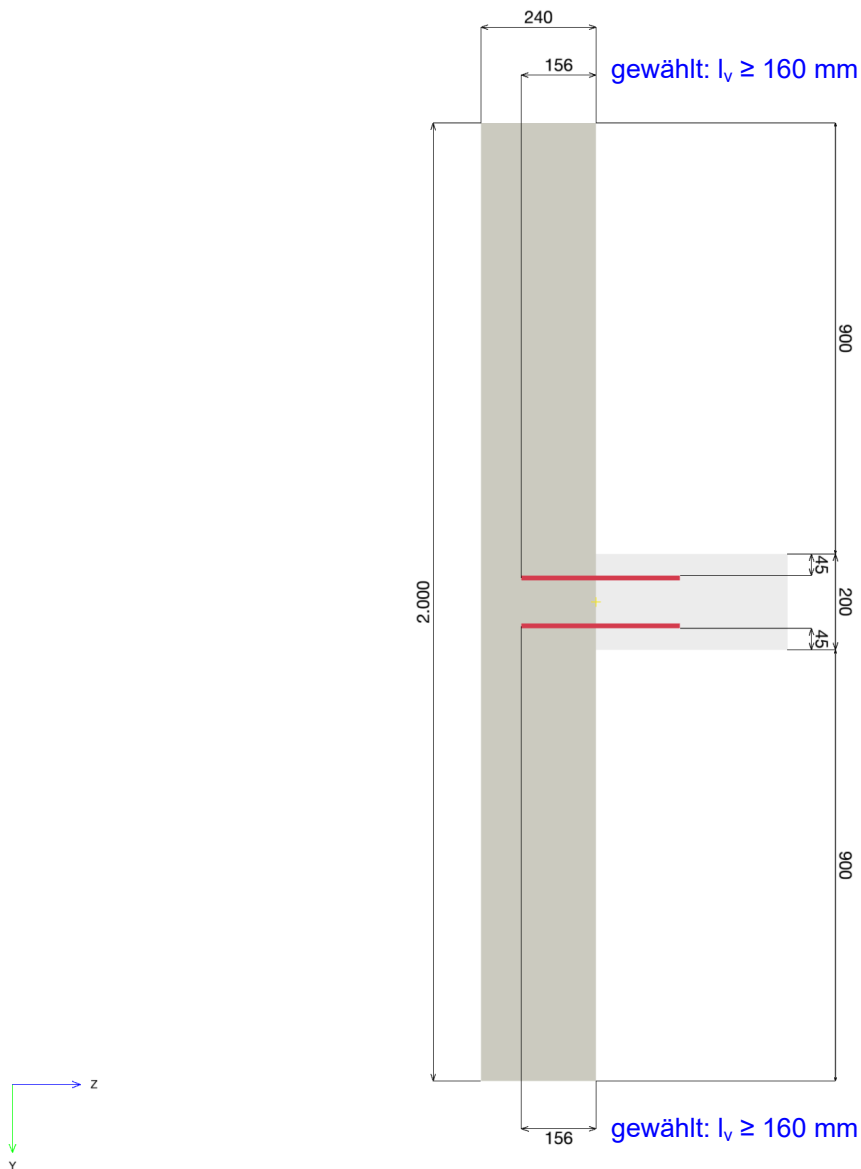
Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	4
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.2.2 Deckenplatte über 2.OG - Wandanschluss Achsen D1-F1/9	Datum:	26. 02. 2025
Anwendung:			

1.2. Frontale Ansicht des Betonquerschnitts



Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	5
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.2.2 Deckenplatte über 2.OG - Wandanschluss Achsen D1-F1/9	Datum:	26. 02. 2025
Anwendung:			

1.3. Seitliche Ansicht des Betonquerschnitts



<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	6
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.2.2 Deckenplatte über 2.OG - Wandanschluss Achsen D1-F1/9	Datum:	26. 02. 2025
Anwendung:			

2. Lasten

2.1. Lastkombination und Geometrie

Lastfall	Lastart	V _x [kN]	V _y [kN]	N [kN]	M _x [kNm]	Bemessungsmethode	Bohrlochtiefe l _v [mm]	Max. Ausnutzung [%]
Combination 1	Brand	0,000	50,000	0,000	0,000	EN1992-1-1	155,846	85



Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	7
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.2.2 Deckenplatte über 2.OG - Wandanschluss Achsen D1-F1/9	Datum:	26. 02. 2025
Anwendung:			

3. Übersicht der Ergebnisse (äußere Kräfte)

3.1. Referenzen

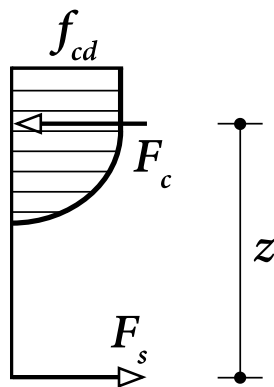
- [1] EN 1992-1-1:2011 (01/2011): Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- [2] EN 1992-1-2, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall
- [3] Nationaler deutscher Anhang für EN 1992-1-1:2011: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau

3.2. Verifizierung des Querschnitts

Beschreibung	Variable	Wert
Durchmesser der nachträglich installierten Bewehrung	ϕ	10 mm
Streckgrenze der nachträglich installierten Bewehrung	f_{yk}	500,00 N/mm ²
Betondruckfestigkeit, vorhanden	f_{ck}	25,00 N/mm ²
Betondruckfestigkeit, neu	f_{cd}	25,00 N/mm ²
Bauteilhöhe	h	200 mm
Bauteilbreite	b	1.000 mm

Die Bestimmung der Tragfähigkeit des Stahlbetonbauteils erfolgt unter der Annahme der Bernoulli-Hypothese ("ebene Abschnitte bleiben eben").

Für den (verdichteten) Beton wird das folgende Spannungs-Dehnungs-Verhältnis (Parabel-Rechteck-Diagramm) verwendet.



$$\sigma_c = f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{für } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \quad [1] \text{ Gl. (3.17)}$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{für } \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2} \quad [1] \text{ Gl. (3.18)}$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad [1] (3.15)$$

Das Diagramm der Spannungsdehnung für Betonstahl (auf Zug und Druck) wird als bi-linear mit einem horizontalen oberen Abzweig angenommen.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Bemessene Streckgrenze

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

Bemessungsdehnung bei Fließen der Bewehrung

$$\epsilon_{ud}$$

Bemessene Grenzdehnung für Stahlbewehrung



<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	8
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.2.2 Deckenplatte über 2.OG - Wandanschluss Achsen D1-F1/9	Datum:	26. 02. 2025
Anwendung:			

f_{ck} [N/mm ²]	α_{cc} [-]	γ_c [-]	f_{cd} [N/mm ²]	ϵ_{c2} [-]	ϵ_{cu2} [-]
25,00	0,850	1,500	14,17	0,002	0.0035
f_{yk} [N/mm ²]	γ_s [-]	f_{yd} [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]	ϵ_{yd} [-]	ϵ_{ud} [-]
500,00	1,150	434,78	200.000,00	0,002	0,020

Bewertung der maximalen Bewehrungsfläche (außerhalb der Übergreifungsstöße)

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c \quad [1] \text{ Abschnitt 9.3.1.1 (1)}$$

A_c [mm ²]	$A_{s,max}$ [mm ²]
200.000	8.000

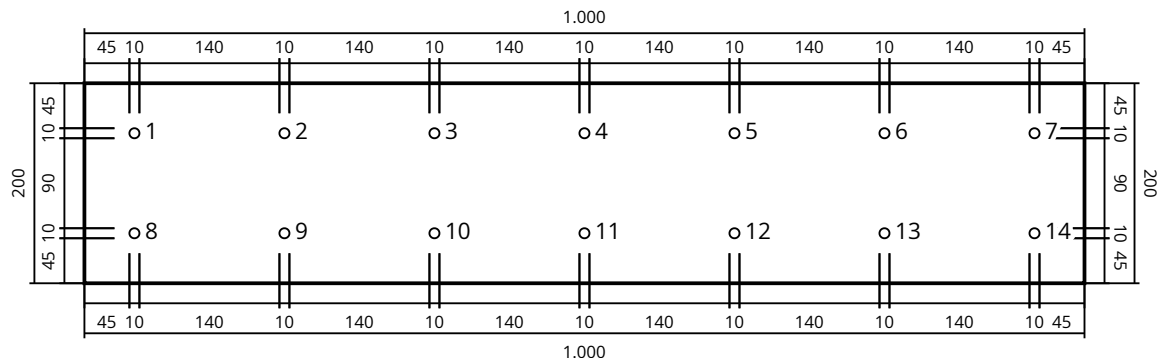
Zusätzliche Zugkraft aufgrund der Querkraft

$$\Delta F_{td} = F_{Ed} = |V_{Ed}| \cdot \frac{a_l}{z} \quad [1] \text{ Gl. 9.3 und Abschnitt 9.2.1.3 (2)}$$

$$a_l = d \quad [1] \text{ Abschnitt 9.2.1.3 (2)}$$

V_{Ed} [kN]	a_l [mm]	z [mm]	$\frac{a_l}{z}$ [-]	ΔF_{td} [kN]
-50,000	150	135	1,111	55,556

Anordnung und Durchmesser der Bewehrung an der Kontaktfläche; siehe Abbildung unten



Resultierende Bewehrungskräfte

Kraft (+Zug, -Druck)

Lage BottomLayer1 enthält Bewehrungsstäbe 8-14

Lage TopLayer1 enthält Bewehrungsstäbe 1-7

Lage	Zugkraft [kN]	Zusätzliche Zugkraft aufgrund der Querkraft (ΔF_{td}) [kN]	Gesamt-Kraft [kN]
TopLayer1	-	-	-
BottomLayer1	-	55,556	55,556



<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	9
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.2.2 Deckenplatte über 2.OG - Wandanschluss Achsen D1-F1/9	Datum:	26. 02. 2025
Anwendung:			

Maximale Betonstauchung:	0,000 ‰
Maximale Betondruckspannung:	0,00 N/mm ²
resultierende Zugkraft in (x/y) = (0,000/0,000):	0,000 kN
resultierende Druckkraft in (x/y) = (0,000/0,000):	0,000 kN
innerer Hebelarm z =	- mm



Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	10
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.2.2 Deckenplatte über 2.OG - Wandanschluss Achsen D1-F1/9	Datum:	26. 02. 2025
Anwendung:			

4. Bemessung der Bewehrung unter Zugkraft ([1] Abschnitt 8.4 , 8.7 , [3] NA zum Abschnitt 8.4, 8.7)

4.1. Stahlprüfung und Bestimmung der Verankerungslänge

Eingabe

Beschreibung	Variable	Wert
Charakteristische Betondruckfestigkeit, vorhanden	f_{ck}	25,00 N/mm ²
Charakteristische Zugfestigkeit von Beton (5% Bruch), vorhanden	$f_{ctk;0.05}$	1,80 N/mm ²
Teilsicherheitsbeiwert für Werkstoff	γ_c	1,500
Partial material safety factor for fire	$\gamma_{c,fi}$	1,000
Koeffizient für langfristige Wirkungen auf die Zugfestigkeit	α_{ct}	1,000
Bemessungszugfestigkeit, vorhanden	f_{ctd}	1,20 N/mm ²
Bewehrungsdurchmesser, Nachträglich installiert	ϕ	10,000 mm
Streckgrenze der Bewehrung	f_{yk}	500,000 N/mm ²
Teilsicherheitsbeiwert für Werkstoff	$\gamma_{s,fi}$	1,000
Einfluss der Bewehrungsform ([1] Tabelle 8.2)	α_1	1,000
Einfluss der Betondeckung ([1] Tabelle 8.2, [3] NA zum Abschnitt 8.4.4 (2))	α_2	1,000
Einfluss des Querdrucks ([1] Tabelle 8.2, [3] NA zum Abschnitt 8.4.4 (2))		
Querdruck	p	0,00 N/mm ²
Direktes Auflager		
Querbeanspruchung Spalten	α_5	1,000

Maßgebende Lastsituation

Die vorgestellten Ergebnisse gelten für den maßgeblichen Lastfall:

Die Bemessung erfolgt auf Grundlage der Ergebnisse der Querschnittsanalyse (inkl. zusätzlicher Zugkräfte aufgrund der Querkkräfte)

Installations-/Bohrtiefe Ergebnisse

$$l_v \geq l_{bd}$$

Lage BottomLayer1 enthält Bewehrungsstäbe 8-14

Lage TopLayer1 enthält Bewehrungsstäbe 1-7

Lage	ϕ [mm]	l_{bd} [mm]	l_v [mm]
BottomLayer1	10	156	156
TopLayer1	10	156	156



<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	11
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.2.2 Deckenplatte über 2.OG - Wandanschluss Achsen D1-F1/9	Datum:	26. 02. 2025
Anwendung:			

Stahlprüfung

$$F_{Ed,fi} \leq F_{yd,fi} = k_s(\theta) \cdot A_s \frac{f_{yk}}{\gamma_{s,fi}}$$

$$k_s(\theta) = \frac{f_{sy,\theta}}{f_{yk}}$$

[2] Tabelle 5.1

Lage	$F_{Ed,fi}$ [kN]	ϕ [mm]	$k_s(\theta)$ [-]	$\gamma_{s,fi}$ [-]	A_s [mm ²]	$F_{yd,fi}$ [kN]	Ausnutzung [%]	Status
Nachträglich installiert BottomLayer1	7,937	10	1,000	1,000	79	39,270	21	OK
Nachträglich installiert TopLayer1	0,000	10	1,000	1,000	79	39,270	0	OK

Verankerungslänge

$$l_b = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd,fi} \geq l_{b,min} \quad [1] \text{ Gl. (8.4)}$$

$$l_{b,rqd,fi} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd,fi}}{f_{bd,fi}} \quad [1] \text{ Gl. (8.3)}$$

$$\sigma_{sd,fi} = \frac{F_{Ed,fi}}{A_s}$$

für die
Bewertung
von $l_{b,min}$

$$\sigma_{sd} = f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad [1] \text{ Gl. (8.2)}$$

$$\eta_1 = 1.0 \text{ für gute Verbundeigenschaften} \quad [1] \text{ Abschnitt 8.4.2 (2), [3] NA zum Abschnitt 8.4.2}$$

$$\eta_1 = 0.7 \text{ für alle anderen Fällen}$$

$$\eta_2 = 1.0 \text{ für Bewehrungsstäbe mit } \phi \leq 32mm \quad [1] \text{ Abschnitt 8.4.2 (2)}$$

$$\eta_2 = \frac{(132-\phi)}{100} \text{ für Bewehrungsstäbe mit } \phi > 32mm$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0.05}}{\gamma_c} \quad [1] \text{ Gl. (3.16)}$$

$$f_{ctk;0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad [1] \text{ Tabelle (3.1)}$$

$$l_{b,min} = \max(0.3 \cdot l_{b,rqd}, 10 \cdot \phi, 100mm) \quad [1] \text{ Gl. (8.6), [3] NA zum Abschnitt 8.4.4 (1)}$$

Nachträglich installierte Bewehrung

Im Falle von nachträglich installierten Bewehrungseisen ist $f_{bd,PIR}$ in [1] Gleichung (8.3) einzusetzen

$$f_{bd,PIR} = k_b \cdot f_{bd}$$

$$f_{bd,fi} = k_{b,fi}(\theta) \cdot f_{bd,PIR} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_{c,fi}}$$

$$k_{b,fi} \text{ Verbundwirkungsfaktor von ETA-19/0600}$$

$$k_b \text{ Verbundwirkungsfaktor von ETA-19/0600}$$

$$l_{0,min} = \alpha_{lb} \cdot l_{0,min}$$

$$\alpha_{lb} \text{ Verstärkungsfaktor von ETA-19/0600}$$

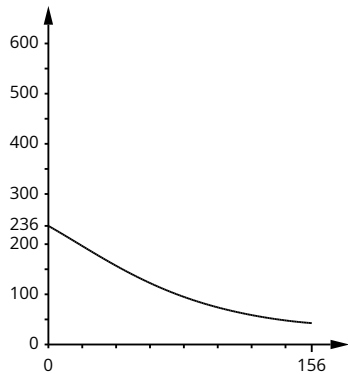
Lage BottomLayer1

T [°C] $k_{b,fi}$ [-]

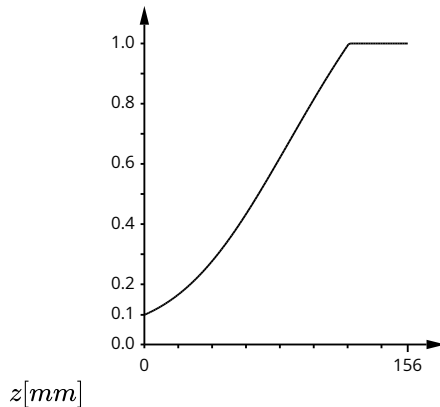
τ_{fi} [N/mm²]



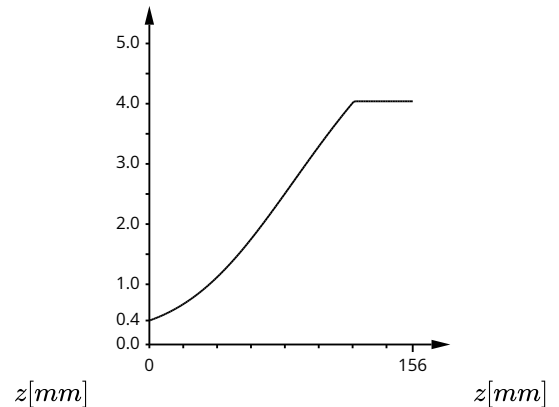
Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	12
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.2.2 Deckenplatte über 2.OG - Wandanschluss Achsen D1-F1/9	Datum:	26. 02. 2025
Anwendung:			



Temperaturverteilung
Bewehrungsseisen
Min: 43 °C
Max: 236 °C

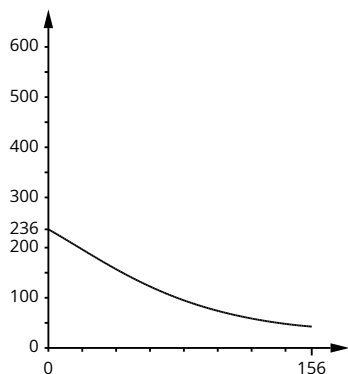


Verteilung des Reduktionsfaktors
für die Verbundspannung
Min: 0,10
Max: 1,00

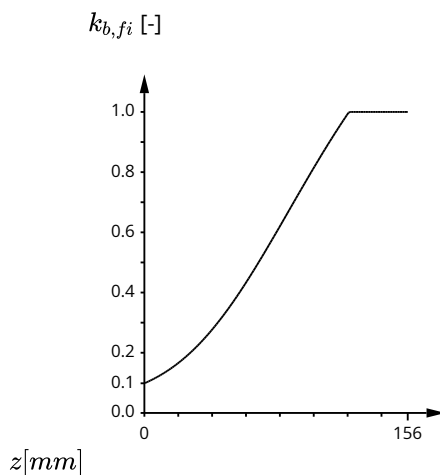


Verteilung der Verbundspannung
Min: 0,40 N/mm²
Max: 4,04 N/mm²

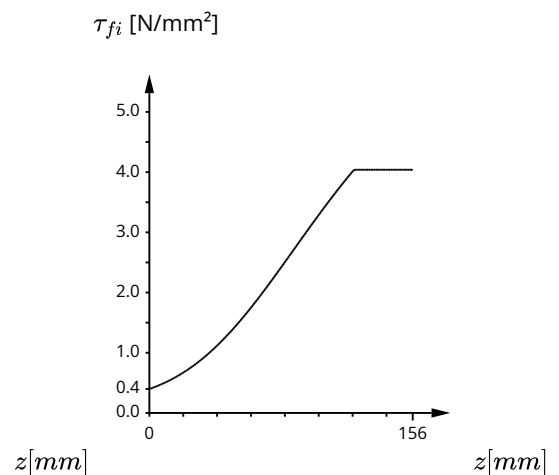
Lage TopLayer1
T [°C]



Temperaturverteilung
Bewehrungsseisen
Min: 43 °C
Max: 236 °C



Verteilung des Reduktionsfaktors
für die Verbundspannung
Min: 0,10
Max: 1,00



Verteilung der Verbundspannung
Min: 0,40 N/mm²
Max: 4,04 N/mm²

Beeinflussender Faktor (α_i) Gleichungen

Betondeckung

$$\alpha_2 = 1.00$$

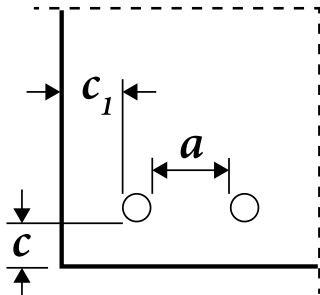
$$0.70 \leq \alpha_2 = 1 - 0.15 \cdot \frac{(c_d - \phi)}{\phi} \leq 1.00$$

[3] NA zum Abschnitt 8.4.4 (2)

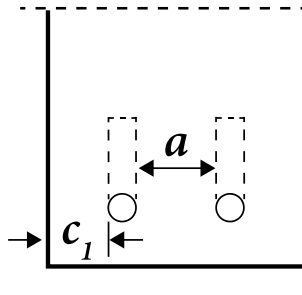
[1] Tabelle 8.2



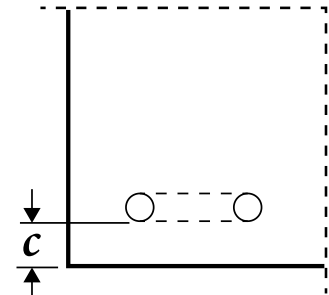
Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	13
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.2.2 Deckenplatte über 2.OG - Wandanschluss Achsen D1-F1/9	Datum:	26. 02. 2025
Anwendung:			



Gerade Eisen
 $c_d = \min\left(\frac{a}{2}, c_1, c\right)$



Gebogene Eisen oder mit Haken
 $c_d = \min(c_1, c)$



Eisen als Schlaufe verlegt
 $c_d = c$

Querdruck

$$0.70 \leq \alpha_5 = 1 - 0.04 \cdot p \leq 1.00$$

[1] Tabelle 8.2

Direktes Auflager

$$\alpha_5 = \frac{2}{3}$$

[3] NA zum Abschnitt 8.4.4 (2)

Begrenzte vollständige Betondeckung:

$$c_{aoc} \geq 10 \cdot \phi$$

Abstand zwischen den Übergreifungsstößen:

$$s > 10 \cdot \phi$$

$$\alpha_5 = \frac{2}{3}$$

[3] NA zum Abschnitt 8.4.4 (2)

Querbeanspruchung Spalten

$$\alpha_5 = 1.50$$

[3] NA zum Abschnitt 8.4.4 (2)

Kombinationsgrenze

$$\alpha_{2,3,5} = \max(\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5; 0.7)$$

[1] Gl. (8.5)

Lage	F_{Ed} [kN]	ϕ [mm]	A_s [mm ²]	$\sigma_{sd,fi}$ [N/mm ²]	η_1 [-]	η_2 [-]	f_{ctd} [N/mm ²]
Nachträglich installiert BottomLayer1	7,937	10	79	101,05	1,000	1,000	1,20
Nachträglich installiert TopLayer1	0,000	10	79	0,00	1,000	1,000	1,20

Lage	k_b [-]	f_{bd} [N/mm ²]	$f_{bd,PIR}$ [N/mm ²]	$f_{bd,fi}$ [N/mm ²]	α_{lb} [-]	$l_{b,rqd,fi}$ [mm]	$l_{b,min}$ [mm]	α_1 [-]	c_d [mm]
Nachträglich installiert BottomLayer1	1,000	2,69	2,69	2,41	1,000	105	156	1,000	70
Nachträglich installiert TopLayer1	1,000	2,69	2,69	2,41	1,000	0	156	1,000	70

Lage	α_2 [-]	$\sum A_{st}$ [mm ²]	$\sum A_{st,min}$ [mm ²]	A_s [mm ²]	λ [-]	K [-]	α_3 [-]
Nachträglich installiert BottomLayer1	1,000	0	0	79	0,000	0,000	1,000
Nachträglich installiert TopLayer1	1,000	0	0	79	0,000	0,000	1,000

Daten sind auf Übereinstimmung mit den gegebenen Randbedingungen zu kontrollieren und auf Plausibilität zu prüfen! Hilti übernimmt keine Haftung für Eingabedaten durch den Anwender!

PROFIS Engineering (c) 2003-2025 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti ist eine registrierte Schutzmarke der Hilti AG, Schaan

Seite 3-175

geprüft Gebhardt

<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	14
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.2.2 Deckenplatte über 2.OG - Wandanschluss Achsen D1-F1/9	Datum:	26. 02. 2025
Anwendung:			

Lage	α_4 [-]	p [N/mm ²]	α_5 [-]	$\alpha_{2,3,5}$ [-]	l_{bd} [mm]
Nachträglich installiert BottomLayer1	1,000	0,00	1,000	1,000	156
Nachträglich installiert TopLayer1	1,000	0,00	1,000	1,000	156



<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	15
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.2.2 Deckenplatte über 2.OG - Wandanschluss Achsen D1-F1/9	Datum:	26. 02. 2025
Anwendung:			

4.2. Bauteile, die keine Bemessung der Schubbewehrung benötigen ([1] Abschnitt 6.2.2, [3] NA zum Abschnitt 6.2.2)

Eingabe

Beschreibung	Variable	Wert
Form des Querschnitts		rechteckig
Bauteilhöhe	h	200 mm
Bauteilbreite	b	1.000 mm
Effektive Tiefe (Querschnitt)	d	150 mm
Kleinste Breite (Zugbereich des Querschnitts)	b_w	1.000 mm
Betondruckfestigkeit, vorhanden	f_{ck}	25,00 N/mm ²
Betondruckfestigkeit, neu	f_{ck}	25,00 N/mm ²
Teilsicherheitsbeiwert für Werkstoff	γ_c	1,500
Koeffizient für langfristige Wirkungen auf die Druckfestigkeit	α_{cc}	0,850
Bemessung der Betondruckfestigkeit	f_{cd}	14,17 N/mm ²
Streckgrenze der Bewehrung	f_{yk}	500,00 N/mm ²
Teilsicherheitsbeiwert für Werkstoff	γ_s	1,150
Oberflächenrauigkeit ([1] Abschnitt 6.2.5, [3] NA zum Abschnitt 6.2.2 (6))		rau
Rauigkeitsfaktor	c	0.4

Nachweis

V_{Ed}	$\leq V_{Rd,c}$	
V_{Ed}	$\leq V_{Ed,Limit}$	
$V_{Ed,Limit}$	$= 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd}$	[1] Gl. (6.5)
ν	$= 0.675$	[3] NA zum Abschnitt 6.2.2 (6)
f_{cd}	$= \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$	[1] Gl. (3.15)
$V_{Rd,c}$	$= \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,min}) \cdot \frac{c}{0.5}$	[3] NA zum Abschnitt 6.2.2 (6)
$V_{Rd,c}$	$= \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$	[1] Gl. (6.2.a)
$V_{Rd,c,min}$	$= (\nu_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	[1] Gl. (6.2.b)
$C_{Rd,c}$	$= \frac{0.15}{\gamma_c}$	[1] Abschnitt 6.2.2 (1), [3] NA zum Abschnitt 6.2.2 (1)
k	$= 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$	[1] Abschnitt 6.2.2 (1)
ρ_l	$= \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$	[1] Abschnitt 6.2.2 (1)
k_1	$= 0.12$	[1] Abschnitt 6.2.2 (1), [3] NA zum Abschnitt 6.2.2 (1)
σ_{cp}	$= \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd}$	[1] Abschnitt 6.2.2 (1)
ν_{min}	$= \frac{0.0525}{\gamma_c} \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$ für $d \leq 600mm$	[3] Gl. (NA 6.3a)
ν_{min}	$= \frac{0.0375}{\gamma_c} \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$ für $d > 800mm$	[3] Gl. (NA 6.3b)
für		
$600 < d \leq 800mm$		
Interpolation ist erlaubt		



<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	16
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.2.2 Deckenplatte über 2.OG - Wandanschluss Achsen D1-F1/9	Datum:	26. 02. 2025
Anwendung:			

$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	f_{yd} [N/mm ²]	ρ_l [-]	f_{ck} [N/mm ²]	A_{sl} [mm ²]	k_1 [-]
0,100	2,000	434,78	0.0037	25,00	550	0,120
N_{Ed} [kN]	A_c [mm ²]	σ_{cp} [N/mm ²]	ν_{min} [N/mm ²]	b_w [mm]	d [mm]	$V_{Rd,c,min}$ [kN]
-0,000	199.450	-0,00	0,49	1.000	150	74,246
ν [N/mm ²]	f_{cd} [N/mm ²]	$V_{Ed,limit}$ [kN]	V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	c [-]	
0,675	14,17	717,188	50,000	62,777	0,400	
$V_{Rd,c,gov}$ [kN]	Ausnutzung [%]				Status	
59,397	85				OK	



Daten sind auf Übereinstimmung mit den gegebenen Randbedingungen zu kontrollieren und auf Plausibilität zu prüfen! Hilti übernimmt keine Haftung für Eingabedaten durch den Anwender!

<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	17
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.2.2 Deckenplatte über 2.OG - Wandanschluss Achsen D1-F1/9	Datum:	26. 02. 2025
Anwendung:			

5. Warnungen

Diese Bemessung berücksichtigt ausschließlich die Lastabtragung mit nachträglich installierten Bewehrungsstäben an der Kontaktfläche zwischen neuem und vorhandenem Beton.

Die Lastverteilung auf die Bewehrungsstäbe erfolgt unter der Annahme, dass die Querschnitte nach dem Biegen identisch bleiben.

Die Fugenflächen zum Betonieren müssen mindestens so weit aufgeraut werden, dass die Zuschlagstoffe herausragen.

Die Zubehörliste in diesem Bericht dient lediglich zur Information des Benutzers. Alle relevanten Installationsbedingungen (Bohren, Reinigen, Setzen) müssen gemäß der entsprechenden ETA und den Produkt-Gebrauchsanweisungen erfolgen.

Diese Bemessung gilt unter der Annahme, dass die Grenzwerte für die Betondeckung und die Bauteildicke nach EN1992-1-2 Abschnitt 5 gültig sind. Darüber hinaus ist eine Überprüfung im kalten Zustand erforderlich.

Es liegt in der Verantwortung des Anwenders, für eine ausreichende Querkraftbewehrung und Widerstandsfähigkeit $V_{rd,s}$ nach EN1992-1-1:2004 Abschnitt 6.2.3 zu sorgen.

Der Nachweis der Überprüfung der Schubfuge bei Verbindungen, die Belastungen aus Eigengewicht direkt über die Fuge ableiten, erfordert eine technisch fundierte Einschätzung. Die Möglichkeit der Entspannung der Verankerung und deren mögliche Auswirkung auf die Schubkraftübertragung in der Fuge sollte berücksichtigt werden. Dies gilt insbesondere für Kragarm-Elemente.

Wird bei der Bemessung von einer gelenkig gelagerten Verbindung ausgegangen, kann ein Nachweis der Teilbefestigung nach EN1992-1-1 erforderlich sein.

The interface shear verification is conducted assuming static loading only without fire exposure considerations. When high temperature in concrete is expected, the designer may need to carry out a detailed design as per EN 1992-1-1, section D3. This is beyond the scope of PROFIS Engineering.

Nachweis der Schnittstelle: OK!



<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	18
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.2.2 Deckenplatte über 2.OG - Wandanschluss Achsen D1-F1/9	Datum:	26. 02. 2025
Anwendung:			

6. Installationsdaten

Mörtel: HIT-HY 200-R V3 + Rebar

Artikelnummer: 2262131 HIT-HY 200-R V3 (Mörtel)

Streckgrenze der Bewehrung f_{yk} : 500,00 N/mm²

Bohrmethode: Hammerbohren (Bohrhilfe wird benutzt)

Bohrlochartyp: Trockenes Bohrloch

Installationstemperatur: von 5°C bis 20°C

Rauheit: Rau

Oberste Lage 1

Durchmesser Bewehrungseisen: 10mm

Abstand: 150 mm

Obere Betondeckung: 45 mm

Bohrlochtiefe, l_v : 156 mm

Bohrdurchmesser, d_0 : 12 mm

Bohrlochreinigung: Druckluftreinigung

Untere Lage 1

Durchmesser Bewehrungseisen: 10mm

Abstand: 150 mm

Untere Betondeckung: 45 mm

Bohrlochtiefe, l_v : 156 mm

Bohrdurchmesser, d_0 : 12 mm

Bohrlochreinigung: Druckluftreinigung



<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	19
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.2.2 Deckenplatte über 2.OG - Wandanschluss Achsen D1-F1/9	Datum:	26. 02. 2025
Anwendung:			

6.1. Maximale Verarbeitungszeit und minimale Aushärtezeit ¹⁾

Temperatur des Untergrundmaterials T	maximale Arbeitszeit t _{work}	Mindest-Aushärtezeit t _{cure}
-10 °C bis -5 °C	3 Stunden	20 Stunden
-4 °C bis 0 °C	1.5 Stunden	8 Stunden
1 °C bis 5 °C	45 min.	4 Stunden
6 °C bis 10 °C	30 min.	2.5 Stunden
11 °C bis 20 °C	15 min.	1.5 Stunden
21 °C bis 30 °C	9 min.	1 Stunden
31 °C bis 40 °C	6 min.	1 Stunden

1) Die Mindesttemperatur der Folienverpackung beträgt +5 °C.



<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	20
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.2.2 Deckenplatte über 2.OG - Wandanschluss Achsen D1-F1/9	Datum:	26. 02. 2025
Anwendung:			

7. Bemerkungen; Ihre Mitwirkungspflichten

Sämtliche in den Programmen enthaltenen Informationen und Daten beziehen sich ausschließlich auf die Verwendung von Hilti-Produkten und basieren auf den Grundsätzen, Formeln und Sicherheitsbestimmungen gem. den technischen Anweisungen und Bedienungs-, Setz- und Montageanleitungen usw. von Hilti, die vom Anwender strikt eingehalten werden müssen. Sämtliche enthaltenen Werte sind Durchschnittswerte; daher sind vor Anwendung des jeweiligen Hilti-Produkts stets einsatzspezifische Tests durchzuführen. Die Ergebnisse der mittels der Software durchgeführten Berechnungen beruhen maßgeblich auf den von Ihnen einzugebenden Daten. Sie tragen daher die alleinige Verantwortung für die Fehlerfreiheit, Vollständigkeit und Relevanz der von Ihnen einzugebenden Daten. Sie sind weiterhin alleine dafür verantwortlich, die erhaltenen Ergebnisse der Berechnung vor der Verwendung für Ihre spezifische(n) Anlage(n) durch einen Fachmann überprüfen und freigeben zu lassen, insbesondere hinsichtlich der Konformität mit geltenden Normen und Zulassungen. Die Software dient lediglich als Hilfsmittel zur Auslegung von Normen und Zulassungen ohne jegliche Gewährleistung auf Fehlerfreiheit, Richtigkeit und Relevanz der Ergebnisse oder Geeignetheit für eine bestimmte Anwendung.

Sie haben alle erforderlichen und zumutbaren Maßnahmen zu ergreifen, um Schäden durch die Software zu verhindern oder zu begrenzen. Insbesondere müssen Sie für die regelmäßige Sicherung von Programmen und Daten sorgen sowie regelmäßig ggf. von Hilti angebotene Updates der Software durchführen. Sofern Sie nicht die AutoUpdate-Funktion der Software nutzen, müssen Sie durch manuelle Updates über die Hilti-Website sicherstellen, dass Sie jeweils die aktuelle und somit gültige Version der Software verwenden. Soweit Sie diese Verpflichtung schuldhaft verletzen, haftet Hilti nicht für daraus entstehende Folgen, insbesondere nicht für die Wiederbeschaffung verlorener oder beschädigter Daten oder Programme.



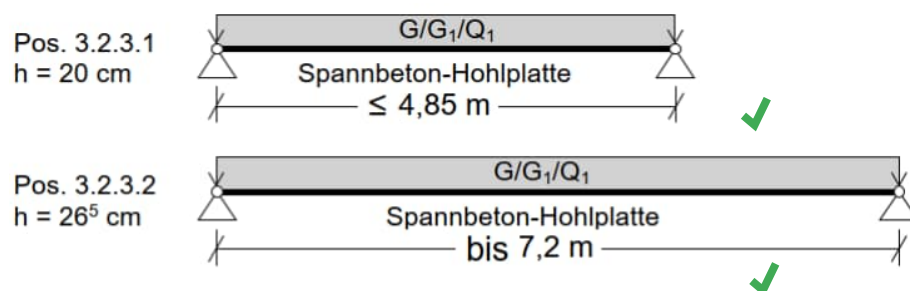
Pos. 3.2.3 Spannbeton-Hohlplattendecke $h=20 / 26^5$ cm im 2.OG – Achse A-N / 1-3 und B1-L1 / 4-9

1. Statische Systeme

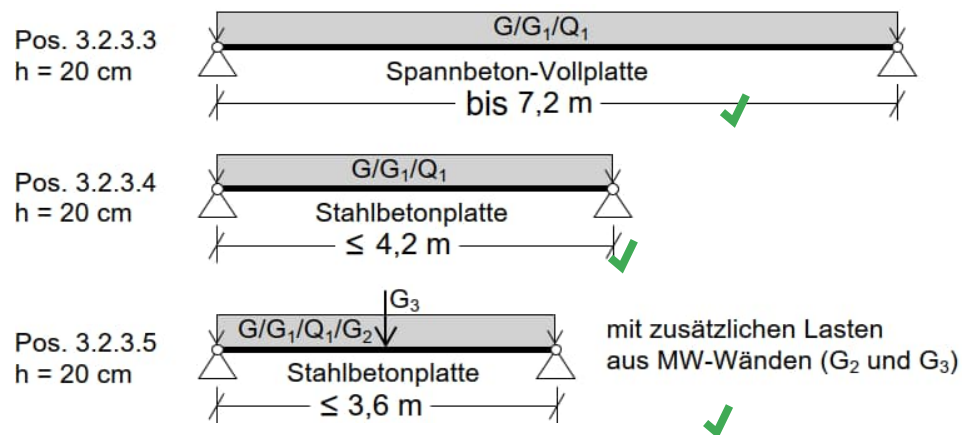
Die 2.OG-Decke der Aufstockung wird im Wesentlichen als Spannbeton-Fertigdecke mit vorgespannten Hohlplatten ausgebildet. Die Platten spannen als Einfeld-Systeme zwischen den Deltabeam®-Verbundträgern des Haupttragsystems und den lastabtragenden Stahlbetonwänden. Da gemäß Vorgabe der Objektplanung in einigen Bereich die nachträgliche Herstellung von Kernbohrungen möglich sein soll, werden dort schlaff bewehrten Stahlbetonplatten bzw. Spannbeton-Vollplatten ausgeführt

Es werden in Abhängigkeit von der Plattenstützweite und Belastung folgende Ausführungsvarianten (vor-) bemessen:

Spannbeton-Hohlplatten (BRESPA®)



Stahlbetonplatten und Spannbeton-Vollplatten (BRESPA®)



Baustoffe

- Betonfestigkeit:
Spannbeton-Platten (BRESPA®) → nach Herstellerangabe
Stahlbeton-Platten C 30/37
- Expositionsklassen: XC1, WO (Innenbauteil)
- Zulässige Rissbreiten: $w_k = 0,40$ mm (Innenbauteil)
- Betondeckung: $c_{nom} \geq 20$ mm
- Bewehrung: B500 A oder B

2. Belastung

→ Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen

Einwirkende Lasten

		G	Q
• Eigengewicht:			
Pos. 3.2.3.1 – Spannbeton-Hohlplatte h=20 cm	$G \sim$	3,20	[kN/m ²]
Pos. 3.2.3.2 – Spannbeton-Hohlplatte h=26 ⁵ cm	$G \sim$	4,20	[kN/m ²]
Pos. 3.2.3.3 – Spannbeton-Vollplatte h=20 cm	$G = 0,20 \cdot 25 =$	5,00	[kN/m ²]
Pos. 3.2.3.4 – Stahlbeton-Vollplatte h=20 cm	$G = 0,20 \cdot 25 =$	5,00	[kN/m ²]
Pos. 3.2.3.5 – Stahlbeton-Vollplatte h=20 cm	$G = 0,20 \cdot 25 =$	5,00	✓ [kN/m ²]
• Ausbau- und Nutzflächenlasten:	$G_1 / Q_1 =$	2,50 /	3,00 [kN/m ²] ✓
• MW-Wände (d≤17 ⁵ cm, KS 12/1.6, H=3,40m) ⁽¹⁾			
Längswand zur Spannrichtung	$G_2 = 3,20 \cdot 3,40 =$	10,90	[kN/m]
Querwand ⊥ zur Spannrichtung (L=1,00 m)	$G_3 = 10,9 \cdot 1,00 =$	10,90	[kN] ✓

(1) Da die Decke über dem 1.OG analog zu Decke über 2.OG ausgeführt wird, werden hier die Lasten aus der maßgebenden Laststellung der nichttragenden Mauerwerkswände im 2.OG angesetzt.

- Windlast für Scheibenbemessung: → Windlastermittlung siehe Heft 2 der statischen Berechnungen

Winddruck (D) + Windsog (E): $w_{e,D+E} = 0,57 + 0,28 = 0,85 \text{ kN/m}^2$ ✓

Deckenebene 2.OG: Lasteinzugsfläche $A = 3,60 \text{ je lfd. m}$ ✓ (7,73 Geschosshöhe)

Linienlast $Q_{W,k} = 0,85 \cdot 3,60 = 3,06 \text{ kN/m}$
Bemessungswert $Q_{W,d} = 3,06 \cdot 1,50 \sim 4,60 \text{ kN/m}$ ✓

- Imperfektion für Scheibenbemessung (DIN EN 1992-1-1/NA, Abs. 5.2):

Geschosshöhe (2.OG) $L = 3,60 \text{ m}$ ✓

Schiefstellung: $\Phi_i = \Phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0,0025 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,0025$

mit $\Phi_0 = 0,008 / (2 \cdot 5)^{0,5} \sim 0,0025$ ✓
 $\alpha_h = \alpha_m = 1,00$
 $m \geq 5$ (→ Anzahl der vertikalen Bauteile im Geschoss)

Vertikallasten Decke über 2.OG: $A \sim 960 \text{ m}^2$ (Fläche ohne Treppenhaus)

Ständige Lasten (mit $G \leq 5 \text{ kN/m}^2$) $G_k = (5,00 + 2,50) \cdot 960 = 7200 \text{ kN}$ ✓
Veränderliche Lasten $Q_k = 3,00 \cdot 960 = 2070 \text{ kN}$

Vertikallasten Wände im 2.OG: $G_k = 4602 \text{ kN}$ (→ s. tabellarische Massenermittlung) ✓

Horizontale Ersatzlast in Deckenebene über 2.OG (aus V-Lasten 2.OG + 3.OG):
→ DIN EN 1992-1-1 und -/NA, Bild 5.1 c1)

$H_k = V_k \cdot \Phi_i = (7200 + 4602 + 2070 + 13561) \cdot 0,003 = 27433 \cdot 0,003 = 82 \text{ kN}$ ✓

$H_d = V_d \cdot \Phi_i = (1,35 \cdot 7200 + 1,35 \cdot 4602 + 1,50 \cdot 2070 + 18473) \cdot 0,003 = 37511 \cdot 0,003 \sim 113 \text{ kN}$ ✓

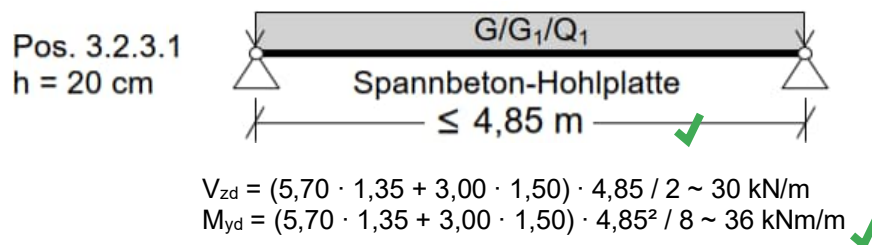
3. Schnittgrößen und Bemessung

Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Spannbeton-Fertigdecke lediglich eine Schnittgrößen-ermittlung und Vorbemessung. Die statischen (Detail-) Nachweise sowie die endgültige Bemessung, unter Berücksichtigung sämtlicher Aussparungen und Deckenöffnungen (usw.), erfolgen durch den Hersteller bzw. die mit der Ausführung beauftragte Rohbaufirma. ✓

Da die Spannbeton-Hohlplatten u.a. auf den Deltabeam®-Verbundträgern lagern, ist für die statischen Nachweise und die Bemessung eine „biegeweiche Auflagerung“ anzunehmen. Hierfür muss nach DIN EN 1168 der abmindernde Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit berücksichtigt werden. Dies erfolgt ohne genaueren Nachweis, indem die Querkraftausnutzung auf 50% begrenzt und die charakteristischen Durchbiegungen der lastabnehmenden Stahlträger (Plattenaufleger) auf 1/300 der Stützweite begrenzt werden (→ vgl. aBG, Anlage 3-A1). Hinsichtlich des konstruktiven Brandschutzes ist für die Bemessung die Feuerwiderstandsklasse R90 (feuerbeständig) anzusetzen. ✓

Pos. 3.2.3.1 – Bemessungsschnittgrößen für $h=20$ cm und $L = 4,85$ m

→ Schnittgrößen bei maximal möglicher Stützweite $L \leq 4,85$ m (Ausnutzungsgrad $\eta \sim 1,0$)

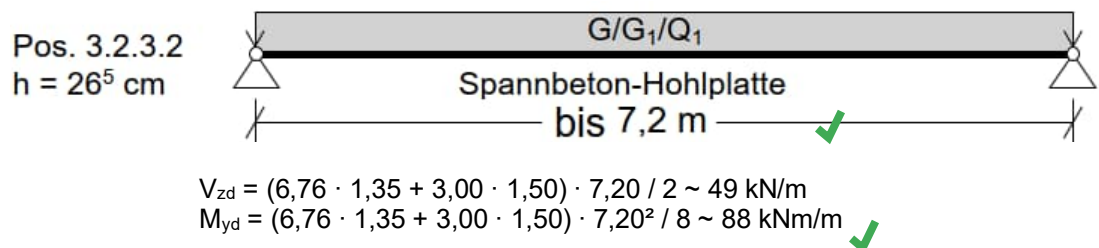


- Gewählter Plattentyp Spannbeton-Hohlplattendecke
gemäß Allgemeiner Bauartgenehmigung (aBG)
z.B. System BRESPA®-Decke – Typ A20B/S6D2-D4 (oder gleichwertig)
Plattendicke $h = 20$ cm ✓

→ Vorbemessung BRESPA®-Decke (DW-Systembau) siehe folgende Seiten

Pos. 3.2.3.2 – Bemessungsschnittgrößen für $h=26^5$ cm und $L = 7,20$ m

→ Schnittgrößen bei maximal vorhandener Stützweite $L = 7,20$ m

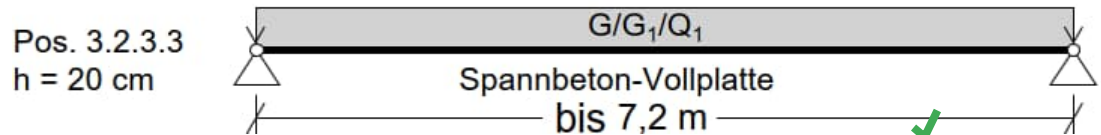


- Gewählter Plattentyp Spannbeton-Hohlplattendecke
gemäß Allgemeiner Bauartgenehmigung (aBG)
z.B. System BRESPA®-Decke – Typ A26Q/S8-D4 (oder gleichwertig)
Plattendicke $h = 26^5$ cm ✓

→ Vorbemessung BRESPA®-Decke (DW-Systembau) siehe folgende Seiten

Pos. 3.2.3.3 – Bemessungsschnittgrößen für $h=20$ cm und $L = 7,20$ m

→ Schnittgrößen bei maximal vorhandener Stützweite $L = 7,20$ m



$$V_{zd} = (7,50 \cdot 1,35 + 3,00 \cdot 1,50) \cdot 7,20 / 2 \sim 53 \text{ kN/m}$$

$$M_{yd} = (7,50 \cdot 1,35 + 3,00 \cdot 1,50) \cdot 7,20^2 / 8 \sim 95 \text{ kNm/m}$$

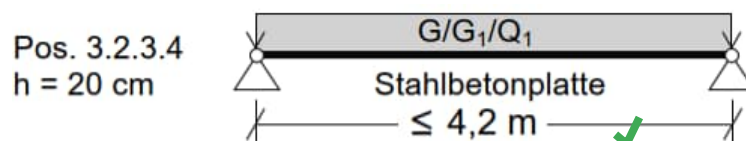
- Gewählter Plattentyp Spannbeton-Hohlplattendecke
gemäß Allgemeiner Bauartgenehmigung (aBG)
z.B. System BRESPA®-Decke – Typ A26M/X8-D4 (oder gleichwertig)
Plattendicke $h = 20$ cm

→ Vorbemessung BRESPA®-Decke (DW-Systembau) siehe folgende Seiten

Pos. 3.2.3.4 – Schnittgröße und Bemessung für $h=20$ cm und $L = 4,20$ m

→ Schnittgrößen und Bemessung bei maximal vorhandener Stützweite $L = 4,20$ m

→ Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

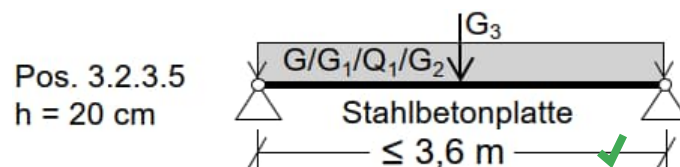


- Schnittgrößen (GZT) $V_{zd} = 30,7 \text{ kN/m}$ $M_{yd} = 32,3 \text{ kNm/m}$
- Bewehrung erf. $A_s = 4,6 \text{ cm}^2/\text{m}$
- Gewählt $\varnothing 10/15 \#$ obere + untere Lage (vorh. $A_s = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Pos. 3.2.3.5 – Schnittgrößen und Bemessung für $h=20$ cm und $L = 3,60$ m

→ Schnittgrößen und Bemessung bei maximal vorhandener Stützweite $L = 3,60$ m

→ Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten (erfolgt für die mittragende Breite $b_{m,MF} = 2,40 \text{ m}^*$)



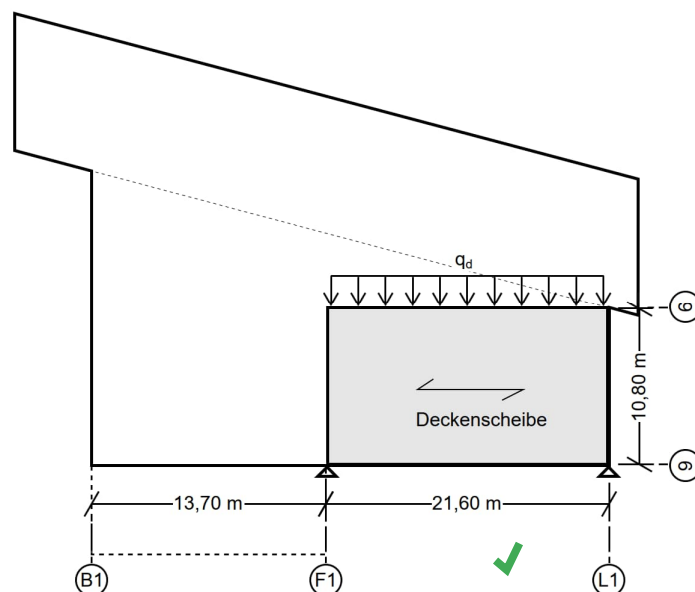
- Mitwirkende Plattenbreiten für Linien- und Einzellasten (DAfStb. Heft 631) für Linien- und Einzellasten
für Biegemoment (Tab. 2.1, Zeile 1) $b_{m,MF} = t_y + 2,50 \cdot x \cdot (1 - x / L)$
→ $t_y = 17 \text{ cm}$ (Wanddicke) und $x=L/2$ $b_{m,MF} = t_y + 0,625 \cdot L = 0,17 + 0,625 \cdot 3,60 = 2,40 \text{ m}$
- für Querkraft (Gl. 2.3a) $b_{m,V} = 7 \cdot d_F + 0,5 \cdot b_0$
→ $d_F = 16 \text{ cm}$ und $b_0 = t_y = 17 \text{ cm}$ $b_{m,V} = 7 \cdot 0,16 + 0,5 \cdot 0,17 \sim 1,20 \text{ m}$

- Belastung *: $G = 5,0 \cdot 2,40 = 12,0 \text{ kN/m}$ ✓
 $G_1 = 2,50 \cdot 2,40 = 6,0 \text{ kN/m}$ ✓ $Q_1 = 3,00 \cdot 2,40 = 7,2 \text{ kN/m}$ ✓
 $G_2 = G_3 = 10,9 \text{ kN}$ ✓
- Schnittgrößen (GZT) $V_{zd} = 96,8 \text{ kN}$ * ✓ $M_{yd} = 93,5 \text{ kNm}$ * ✓ (* bezogen auf $b_{m,MF}$)
- Biegebewehrung $M_{Ed} = 93,5 / 2,40 = 39 \text{ kNm/m}$ ✓ erf. $A_s = 13,5 \text{ cm}^2 / 2,40 \text{ m} = 5,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ ✓
 Gewählt Längsbewehrung $\varnothing 10/10$ obere + untere Lage (vorh. $A_s = 7,85 \text{ cm}^2/\text{m}$) ✓
 Querbewehrung $\varnothing 10/15$ obere + untere Lage ✓
- Querkraftnachweis $\rightarrow V_{Ed}$ bezogen auf die mitwirkende Plattenbreite $b_{m,V} = 1,20 \text{ m}$ ✓
 Flächenlasten $G/G_1/Q_1$ $V_{Ed} = (1,35 \cdot 7,50 + 1,50 \cdot 3,00) \cdot 3,60 / 2 = 26,3 \text{ kN/m}$ ✓
 Mauerwerk G_2 und G_3 $V_{Ed} = 1,35 \cdot (10,90 \cdot 3,60 + 10,90) / (2 \cdot 1,20) = 28,2 \text{ kN/m}$ ✓
 Querkraft gesamt (GZT) $\Sigma V_{Ed} = 26,3 + 28,2 = 54,5 \text{ kN/m} < 86,7 \text{ kN/m} = V_{Rd,min}$ ✓
 \rightarrow Keine Querkraftbewehrung erforderlich ✓

Scheibenausbildung

Die Bemessung und die statischen Nachweise der Scheibenausbildung werden von der ausführenden Firma erbracht. Hier erfolgt nur der Nachweis der umlaufenden Ringankerbewehrung.

Aufgrund der Vielzahl der aussteifenden Wandscheiben (statische Unbestimmtheit) wird vereinfachend der Deckenteilbereich Achsen F1-L1/6-9 mit dem größten Abstand zwischen den aussteifenden Wandscheiben als maßgebendes Teilsystem für den Nachweis der Ringankerbewehrung herangezogen. Die zusätzliche Wand in Achse H1-J1 wird vernachlässigt und die Deckenscheibe als Einfeld-System betrachtet. Der aus der Schiefstellung (Imperfektion) resultierende Horizontallastanteil H_d wird über die Gebäudelänge zwischen den Achsen B1 und L1 in eine Linienlast umgerechnet und zusammen mit der Windlast $Q_{W,d}$ als horizontale Lastbeanspruchung auf das Deckenscheibensystem Achsen F1-L1 angesetzt. ✓

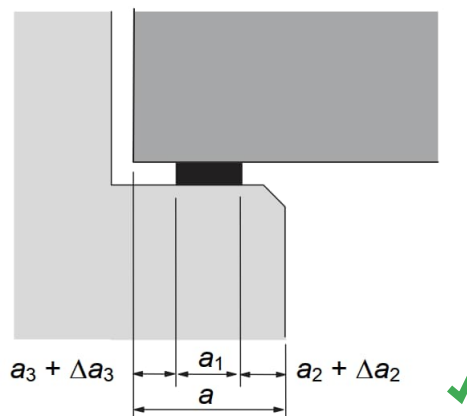


- Horizontale Linienlast (2.OG-Decke): $q_d = Q_{W,d} + H_d / L = 4,60 + 113 / (13,70 + 21,60) \sim 7,8 \text{ kN/m}$ ✓

- Ringankerbewehrung: $M_d \sim 7,8 \cdot 21,6^2 / 8 = 455 \text{ kNm}$ ✓
 $F_{Ed} = M_d / (0,75 \cdot H) = 455 / (0,75 \cdot 10,80) = 56 \text{ kN}$ ✓
 DIN EN 1992-1-1 (Gl. 9.15) $F_{Ed,min} = F_{tie,per} = l_l \cdot 10 \text{ kN/m} = 10,80 \text{ m} \cdot 10 \text{ kN/m} = \underline{108 \text{ kN}} > 70 \text{ kN } F_{Ed}$ ✓
 \rightarrow erf. $A_s = 108 / 43,5 = 2,48 \text{ cm}^2$ ✓
 Gewählt: mind. 2 Ø16 umlaufend in Deckenebene (4,02 cm²) ✓

Auflager

- $F_{Ed} = V_{zd} \sim 55 \text{ kN/m}$ (Pos. 3.2.3.5) ✓
- Gewählt: Elastomer-Streifenlager 50 x 10 mm ✓
 Aufnehmbare Druckspannung: $\sigma_{Rd} = \sigma_{Ed} = 0,055 / 0,05 = 1,1 \text{ N/mm}^2$ ✓
- Bezogene Auflagerpressung Stahlbetonwand (DIN EN 1992-1-1, Abs. 10.9.5):
 (C25/30) $\sigma_{Ed} / f_{cd} = 1,1 / 14,2 = 0,08 < 0,15 \rightarrow$ vorh. $a_1 = 50 \text{ mm} > 25 \text{ mm} = \text{min. } a_1$
 Nennwert der Auflagertiefe: $a = a_1 + a_2 + a_3 + (\Delta a_2^2 + \Delta a_3^2)^{0,5}$
 $a_{erf.} = 50 + 10 + 5 + (15^2 + 2,9^2)^{0,5} \geq 80 \underline{\text{ mm}} > 58 \text{ mm} \sim 7200 / 125 = L / 125 = a_{min}$ ✓
 mit $a_1 = 50 \text{ mm}$ (gewähltes Elastomerlager)
 $a_2 = 10 \text{ mm}$ (Tab. 10.3: Beton < C30/37 oder Mauerwerk)
 $a_3 = 5 \text{ mm}$ (Tab. 10.4: Spannglieder am Bauteilende verankert)
 $\Delta a_2 = 15 \text{ mm}$ (Tab. 10.5: $7200/1200 + 5 = 11 \text{ mm} < \underline{15 \text{ mm}} \leq 40 \text{ mm}$)
 $\Delta a_3 = 2,9 \text{ mm}$ ($l_n / 2500 = 7200 / 2500 = 2,9 \text{ mm}$) ✓
 Gewählte Auflagertiefe: $a \geq 100 \text{ mm}$ ✓



4. Leitdetails

Leitdetails für die Ausbildung der Auflager im Bereich der Deckenträger (Deltabeam®-Verbundträger), die Auflager und Anschlüsse zu den Stahlbetonwänden sowie zur Ausführung von Deckenöffnungen im Bereich der Spannbeton-Hohlplattendecke wie Pos. 3.3.3. ✓

\rightarrow Siehe Pos. 3.3.3

Statischer Nachweis für BRESPA®-Decken (Vorbemessung)

BV: 21069-1 AKK Aufstockung Reha - Position: 3.2.3.1

Grundlagen

Statik erstellt nach DIN EN 1168, DIN EN 1992-1-1, DIN EN 1992-1-1/NA für Deutschland, DIN EN 13369, DIN EN 206-1 zusätzlich gelten folgende Merkblätter: Industrierichtlinie und Merkblatt „biegeweiche Auflagerung“ vom Bundesverband Spannbeton-Fertigdecken

Vorbemerkungen:

Schnittkräfte im Bereich von Einzellasten, Linienlasten und Aussparungen:

Die mitwirkende Lastverteilungsbreite bei Spannbeton-Fertigdecken darf wie bei monolithischen Betonplatten gemäß DAfStb Heft 631 berechnet werden.

Torsion wird am freien Rand eines Deckenfeldes (vertikal und horizontal nicht unterstützt) berücksichtigt, indem b_{mg} auf max. 1,00 m reduziert wird.

Diagramme zur Ermittlung der Fugenquerkräfte bzw. der anteiligen Lasten benachbarter Platten in einem Deckenfeld für bestimmte Einzel- und Linienlaststellungen sind in DIN EN 1168, Anhang C (informativ) angegeben.

Die Breite von Aussparungen wird von der mitwirkenden Lastverteilungsbreite abgezogen.

Da es sich um eine Vorbemessung handelt, kann eine Überschreitung von bis zu 3 % der Ausnutzung toleriert werden.

Hinweis zur Querkraftbemessung:

Nach DIN EN 1168 muss bei biegeweicher Lagerung der abmindernde Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit berücksichtigt werden. Die genaue Berechnung ist im Merkblatt „Biegeweiche Auflagerung“ des Bundesverbandes Spannbeton-Fertigdecken zu entnehmen. Dieser Nachweis ist zu führen, wenn die Ausnutzung der Querkraft nach DIN EN 1168 Abs. 4.3.3.2.2 größer als 50% ist.



BV: 21069-1 AKK Aufstockung Reha - Position: 3.2.3.1

Systemmaße

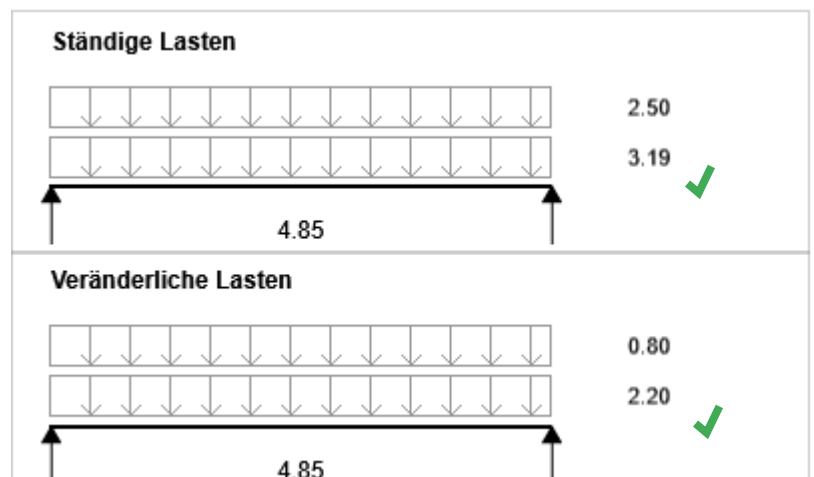
Feld	Feldbreite	1.20 m	Auflager	A		B	
	Lichte Weite	4.78 m	Auflagertiefe	0.10	m	0.10	m
	Stützweite	4.85 m* ✓	Typ	Biegeweich 50%		Biegeweich 50% ✓	
			E*I	0	MNm ²	0	MNm ²
	*maximal mögliche Stützweite		Breite Fuge	0.12	m	0.12	m
			Stützweite	0.00	m	0.00	m
			Momentennullpunkte				

Einwirkungen

Kategorie	B - Büros		
Feld	Verkehrslast q ₁ :	2.20 kN/m ²	
	LW-Zuschlag q ₂ :	0.80 kN/m ² ✓	
	Zus. Auflast g ₁ :	2.50 kN/m ²	
	Eigenlast Decke g	3.19 kN/m ²	
	Belastung q/g	3.00 kN/m² ✓	5.69 kN/m² ✓

Zusatzlasten

Lastart Abstand Länge F_q F_G



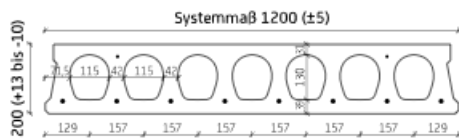
BV: 21069-1 AKK Aufstockung Reha - Position: 3.2.3.1

Teilsicherheitsbeiwerte	gamma q:	1.50 ✓	gamma g:	1.35 ✓
Kombinationsbeiwerte	phi1	0.50	phi2	0.30
Expositionsklasse	XC1			
Feuerwiderstandsklasse	F90			

Bemessung

Bewehrung A20B/S6D2-D4

A20B 200 mm ✓

Passplattenbreiten
[mm] (±25)
300; 450; 600;
750; 900; 1050

Deckenart:	Hohlplatte
Deckentyp:	A20B
Deckendicke:	20cm
az,oben(mm²/m):	65.00
az,unten(mm²/m):	345.00 ✓

Nachweis der Biegetragfähigkeit

Feldmoment M_{Ed} 35.77 kNm/m \leq M_{Rd} 65.63 kNm/m = Ausnutzung 54.5% ✓

Nachweis der Querkraftfähigkeit

Auflager A $V_{Ed,ct1}$ 29.52 kN/m \leq $V_{Rd,ct1,bw}$ 29.62 kN/m = Ausnutzung 99.7% **
 $V_{Ed,fi}$ 15.97 kN/m \leq $V_{Rd,fi}$ 27.12 kN/m = Ausnutzung 58.9%
 $V_{Ed,ct2}$ 4.55 kN/m \leq $V_{Rd,ct2}$ 37.85 kN/m = Ausnutzung 12.0%

Unterstützung der Träger: Nein

Verbundsteigernde Massnahmen: Nein

Trägerposition: Mitte

Auflager B $V_{Ed,ct1}$ 29.52 kN/m \leq $V_{Rd,ct1,bw}$ 29.62 kN/m = Ausnutzung 99.7% ** ✓
 $V_{Ed,fi}$ 15.97 kN/m \leq $V_{Rd,fi}$ 27.12 kN/m = Ausnutzung 58.9%
 $V_{Ed,ct2}$ 4.55 kN/m \leq $V_{Rd,ct2}$ 37.85 kN/m = Ausnutzung 12.0%

Unterstützung der Träger: Nein

Verbundsteigernde Massnahmen: Nein

Trägerposition: Mitte

Durchbiegung

vorhandene Durchbiegung $(L/4085) = 1.19$ mm zul. Durchbiegung $L/300 = 16.16$ mm

****Der Nachweis der Querkraft des biegeweichen Auflagers wurde vereinfacht nach der 50%-Regel geführt.**



Statischer Nachweis für BRESPA®-Decken (Vorbemessung)

BV: 21069-1 AKK Aufstockung Reha - Position: 3.2.3.2

Grundlagen

Statik erstellt nach DIN EN 1168, DIN EN 1992-1-1, DIN EN 1992-1-1/NA für Deutschland, DIN EN 13369, DIN EN 206-1 zusätzlich gelten folgende Merkblätter: Industrierichtlinie und Merkblatt „biegeweiche Auflagerung“ vom Bundesverband Spannbeton-Fertigdecken

Vorbemerkungen:

Schnittkräfte im Bereich von Einzellasten, Linienlasten und Aussparungen:

Die mitwirkende Lastverteilungsbreite bei Spannbeton-Fertigdecken darf wie bei monolithischen Betonplatten gemäß DAfStb Heft 631 berechnet werden.

Torsion wird am freien Rand eines Deckenfeldes (vertikal und horizontal nicht unterstützt) berücksichtigt, indem b_{mg} auf max. 1,00 m reduziert wird.

Diagramme zur Ermittlung der Fugenquerkräfte bzw. der anteiligen Lasten benachbarter Platten in einem Deckenfeld für bestimmte Einzel- und Linienlaststellungen sind in DIN EN 1168, Anhang C (informativ) angegeben.

Die Breite von Aussparungen wird von der mitwirkenden Lastverteilungsbreite abgezogen.

Da es sich um eine Vorbemessung handelt, kann eine Überschreitung von bis zu 3 % der Ausnutzung toleriert werden.

Hinweis zur Querkraftbemessung:

Nach DIN EN 1168 muss bei biegeweicher Lagerung der abmindernde Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit berücksichtigt werden. Die genaue Berechnung ist im Merkblatt „Biegeweiche Auflagerung“ des Bundesverbandes Spannbeton-Fertigdecken zu entnehmen. Dieser Nachweis ist zu führen, wenn die Ausnutzung der Querkraft nach DIN EN 1168 Abs. 4.3.3.2.2 größer als 50% ist.



BV: 21069-1 AKK Aufstockung Reha - Position: 3.2.3.2

Systemmaße

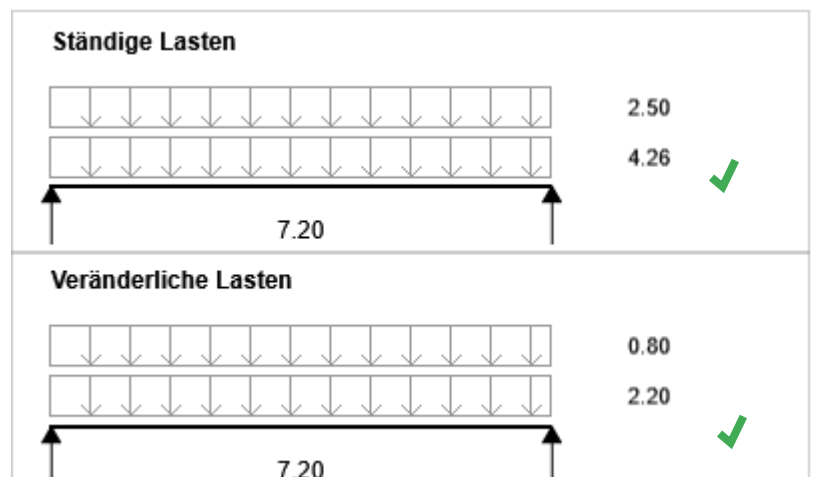
Feld	Feldbreite	1.20 m	Auflager	A		B	
	Lichte Weite	7.13 m	Auflagertiefe	0.10	m	0.10	m
	Stützweite	7.20 m ✓	Typ	Biegeweich 50%		Biegeweich 50%	✓
			E*I	0	MNm ²	0	MNm ₂
			Breite Fuge	0.12	m	0.12	m
			Stützweite	0.00	m	0.00	m
			Momentennullpunkte				

Einwirkungen

Kategorie	B - Büros
Feld	Verkehrslast q ₁ : 2.20 kN/m²
	LW-Zuschlag q ₂ : 0.80 kN/m² ✓
	Zus. Auflast g ₁ : 2.50 kN/m²
	Eigenlast Decke g: 4.26 kN/m²
	Belastung q/g 3.00 kN/m² ✓ 6.76 kN/m² ✓

Zusatzlasten

Lastart Abstand Länge F_q F_G



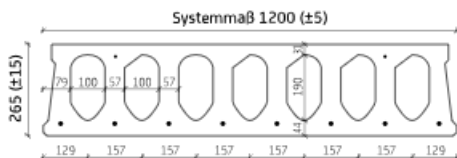
BV: 21069-1 AKK Aufstockung Reha - Position: 3.2.3.2

Teilsicherheitsbeiwerte	gamma q:	1.50	✓	gamma g:	1.35	✓
Kombinationsbeiwerte	phi1	0.50		phi2	0.30	
Expositionsklasse	XC1					
Feuerwiderstandsklasse	F90					

Bemessung

Bewehrung A26Q/S8-D4

A26Q 265 mm ✓



Passplattenbreiten
[mm] (±25)
300; 450; 600;
750; 900; 1050

Deckenart:	Hohlplatte
Deckentyp:	A26Q
Deckendicke:	26cm
az,oben(mm²/m):	65.00
az,unten(mm²/m):	416.00



Nachweis der Biegetragfähigkeit

Feldmoment M_{Ed} 88.21 kNm/m \leq M_{Rd} 112.03 kNm/m = Ausnutzung **78.7%** ✓

Nachweis der Querkraftfähigkeit

Auflager A $V_{Ed,ct1}$ 49.03 kN/m \leq $V_{Rd,ct1,bw}$ 55.89 kN/m = Ausnutzung **87.7% **** ✓
 $V_{Ed,fi}$ 27.56 kN/m \leq $V_{Rd,fi}$ 41.99 kN/m = Ausnutzung 65.6%
 $V_{Ed,ct2}$ 27.91 kN/m \leq $V_{Rd,ct2}$ 62.28 kN/m = Ausnutzung 44.8%

Unterstützung der Träger: Nein

Verbundsteigernde Massnahmen: Nein

Trägerposition: Mitte

Auflager B $V_{Ed,ct1}$ 49.03 kN/m \leq $V_{Rd,ct1,bw}$ 55.89 kN/m = Ausnutzung **87.7% **** ✓
 $V_{Ed,fi}$ 27.56 kN/m \leq $V_{Rd,fi}$ 41.99 kN/m = Ausnutzung 65.6%
 $V_{Ed,ct2}$ 27.91 kN/m \leq $V_{Rd,ct2}$ 62.28 kN/m = Ausnutzung 44.8%

Unterstützung der Träger: Nein

Verbundsteigernde Massnahmen: Nein

Trägerposition: Mitte

Durchbiegung

vorhandene Durchbiegung $(L/1508) = 4.77$ mm zul. Durchbiegung $L/300 = 23.99$ mm

**Der Nachweis der Querkraft des biegeweichen Auflagers wurde vereinfacht nach der 50%-Regel geführt.



Statischer Nachweis für BRESPA®-Decken (Vorbemessung)

BV: 21069-1 AKK Aufstockung Reha - Position: 3.2.3.3

Grundlagen

Statik erstellt nach DIN EN 1168, DIN EN 1992-1-1, DIN EN 1992-1-1/NA für Deutschland, DIN EN 13369, DIN EN 206-1 zusätzlich gelten folgende Merkblätter: Industrierichtlinie und Merkblatt „biegeweiche Auflagerung“ vom Bundesverband Spannbeton-Fertigdecken

Vorbemerkungen:

Schnittkräfte im Bereich von Einzellasten, Linienlasten und Aussparungen:

Die mitwirkende Lastverteilungsbreite bei Spannbeton-Fertigdecken darf wie bei monolithischen Betonplatten gemäß DAfStb Heft 631 berechnet werden.

Torsion wird am freien Rand eines Deckenfeldes (vertikal und horizontal nicht unterstützt) berücksichtigt, indem b_{mg} auf max. 1,00 m reduziert wird.

Diagramme zur Ermittlung der Fugenquerkräfte bzw. der anteiligen Lasten benachbarter Platten in einem Deckenfeld für bestimmte Einzel- und Linienlaststellungen sind in DIN EN 1168, Anhang C (informativ) angegeben.

Die Breite von Aussparungen wird von der mitwirkenden Lastverteilungsbreite abgezogen.

Da es sich um eine Vorbemessung handelt, kann eine Überschreitung von bis zu 3 % der Ausnutzung toleriert werden.

Hinweis zur Querkraftbemessung:

Nach DIN EN 1168 muss bei biegeweicher Lagerung der abmindernde Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit berücksichtigt werden. Die genaue Berechnung ist im Merkblatt „Biegeweiche Auflagerung“ des Bundesverbandes Spannbeton-Fertigdecken zu entnehmen. Dieser Nachweis ist zu führen, wenn die Ausnutzung der Querkraft nach DIN EN 1168 Abs. 4.3.3.2.2 größer als 50% ist.



BV: 21069-1 AKK Aufstockung Reha - Position: 3.2.3.3

Systemmaße

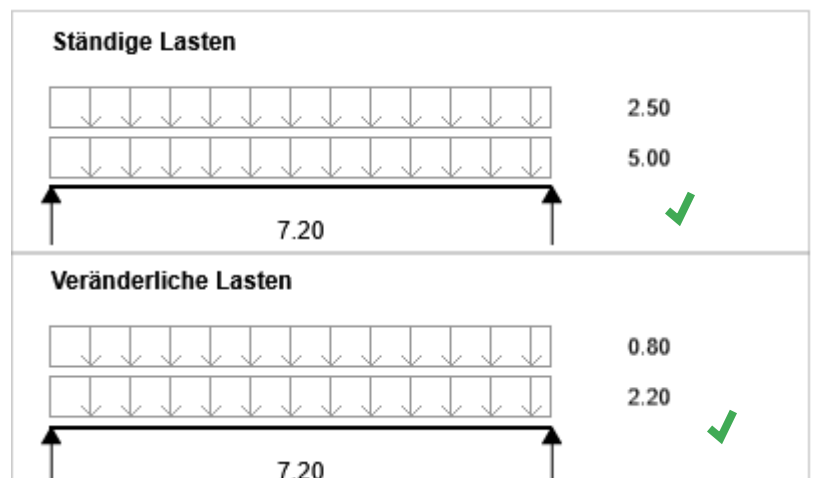
Feld	Feldbreite	1.20 m	Auflager	A	B
	Lichte Weite	7.13 m	Auflagertiefe	0.10 m	0.10 m
	Stützweite	7.20 m ✓	Typ	Biegesteif	Biegesteif

Einwirkungen

Kategorie	B - Büros			
Feld	Verkehrslast q ₁ :	2.20	kN/m ²	
	LW-Zuschlag q ₂ :	0.80	kN/m ²	
	Zus. Auflast g ₁ :			2.50 kN/m ²
	Eigenlast Decke g			5.00 kN/m ²
	Belastung q/g	3.00	kN/m ²	7.50 kN/m ²

Zusatzlasten

Lastart Abstand Länge F_q F_g

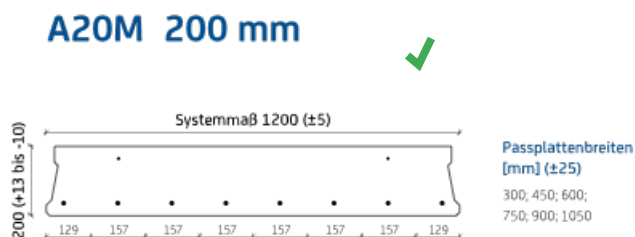


BV: 21069-1 AKK Aufstockung Reha - Position: 3.2.3.3

Teilsicherheitsbeiwerte	gamma q:	1.50	✓	gamma g:	1.35	✓
Kombinationsbeiwerte	phi1	0.50		phi2	0.30	
Expositionsklasse	XC1					
Feuerwiderstandsklasse	F90					

Bemessung

Bewehrung A20M/X8-D4



Deckenart:	Massivdecke
Deckentyp:	A20M
Deckendicke:	20cm
az,oben(mm²/m):	65.00
az,unten(mm²/m):	744.00

**Nachweis der Biegetragfähigkeit**Feldmoment M_{Ed} 94.68 kNm/m \leq M_{Rd} 119.32 kNm/m = Ausnutzung **79.3%** ✓**Nachweis der Querkraftfähigkeit**

Auflager A $V_{Ed,ct1}$ 52.63 kN/m \leq $V_{Rd,ct1}$ 181.33 kN/m = Ausnutzung **29.0%** *** ✓

$V_{Ed,fi}$ 30.23 kN/m \leq $V_{Rd,fi}$ 75.56 kN/m = Ausnutzung 40.0%

$V_{Ed,ct2}$ 32.88 kN/m \leq $V_{Rd,ct2}$ 102.61 kN/m = Ausnutzung 32.0%

Auflager B $V_{Ed,ct1}$ 52.63 kN/m \leq $V_{Rd,ct1}$ 181.33 kN/m = Ausnutzung 29.0% ***

$V_{Ed,fi}$ 30.23 kN/m \leq $V_{Rd,fi}$ 75.56 kN/m = Ausnutzung 40.0%

$V_{Ed,ct2}$ 32.88 kN/m \leq $V_{Rd,ct2}$ 102.61 kN/m = Ausnutzung 32.0%

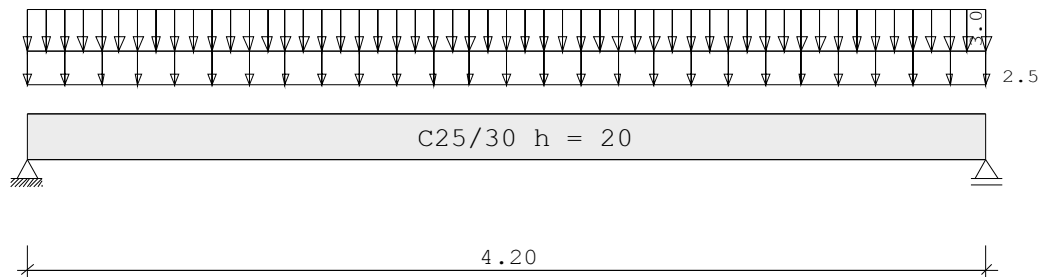
Durchbiegungvorhandene Durchbiegung $(L/860) = 8.36$ mm zul. Durchbiegung $L/300 = 23.99$ mm ✓

***Es wurde ein biegesteifes Auflager angenommen.

Pos. 3.2.3.4 Stahlbetonplatten im 2.OG mit Kernbohrzonen

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 33



Stahlbetonplatte C25/30 E = 31000 N/mm ² DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12					
System	Länge	Querschnittswerte			
Feld	L (m)	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	
1	4.20 ✓	konstant	100.0	20.0	66666.7

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
1	1	B		2.50	3.00	1.00 ✓
						Abstand
						Länge
						ausPOS
						Phi
						G/Q

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 25.0 kN/m³ berücksichtigt. ✓

Einwirkungen:					
Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30
					γ
					1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{Fi} = 1.0 Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	15.75	6.30 ✓	0.00	22.05	22.05	15.75
2	15.75	6.30	0.00	22.05	22.05	15.75
Summe:	31.50	12.60	0.00	44.10	44.10	31.50

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert γ_G * K_{Fi} = 1.35 über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm , kN)					
Feld	Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1 x0 = 2.10	32.25 ✓	0.00	0.00	30.71	-30.71 ✓

Stützmomente Maximum (kNm , kN)						
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	30.71	30.71	15.75
2	0.00	0.00	-30.71	0.00	30.71	15.75

Bemessung DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.153

C25/30 B500B hochduktil

Betondeckung: $c_v = 3.5 \text{ cm} \geq \text{erf } c_v$ ✓
Bewehrungslage: $d_o = 4.0 \text{ cm}$ $d_B = 0$ $d_S = 10$
 $d_u = 4.0 \text{ cm}$ $d_B = 0$ $d_S = 10$

Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.

Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.

Kriechbeiwert: $\varphi = 2.88$ $\epsilon_{cs} = 0.50 \text{ ‰}$ $h_0 = 20.00 \text{ cm}$

Alle Auflager gleich : Schneidenlager

Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$

Q.Nr.	min M_u (kNm)	erf A_s (cm ²)	min M_o (kNm)	erf A_s (cm ²)	
1	17.10	2.37	-17.10	2.37	100.0/20.0

Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	M_{yd} (kNm)	min M_{yd} (kNm)	d (cm)	k_x	A_{su} (cm ²)	A_{so} (cm ²)
1	2.10	32.2		16.0	0.12	4.6	0.0

Am ersten Auflager sind mindestens 2.4 cm² zu verankern.

Am letzten Auflager sind mindestens 2.4 cm² zu verankern.

Querkraft VK-Lager ist mit $F = V_{Ed} \cdot \cot(\Theta) / 2$ berücksichtigt.

Berechnung mit modifizierter eff. Steifigkeit (Zeta-Verfahren)

Zugfestigkeit und Rissmoment mit $f_{ctm} = 2.6 \text{ N/mm}^2$

Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegungen (cm) $\varphi = 2.88$ $\epsilon_{cs} = 0.50 \text{ ‰}$

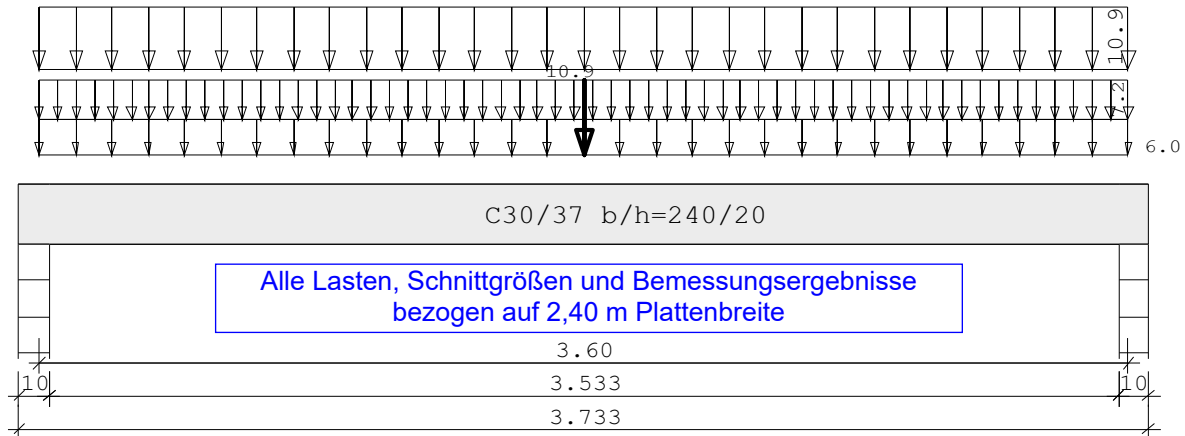
quasi-ständige Kombination

Feld	x	fEI	fEI φ	fEI $\varphi\epsilon$	fEI l_g	fEI l	fEI φ	fEI $\varphi\epsilon$	f
1	2.10	0.16	0.56	0.70	0.15	0.59	1.12	1.37	1.37

Pos. 3.2.3.5 Stahlbetonplatte im 2.OG mit Kernbohrzonen + MW-Last

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 25



Stahlbetonplatte C30/37 E = 33000 N/mm ² DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12					
System	Länge	Querschnittswerte			
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)
1	3.60	konstant	240.0	20.0	160000.0

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
1	1	B		2.50	3.00	2.40		
	1	B		10.90	0.00	1.00		
	2	B		10.90	0.00	1.00	1.80	

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 25.0 kN/m³ berücksichtigt.

Einwirkungen:				ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂	γ
Nr	Kl	Bezeichnung					
B	1	Büros		0.70	0.50	0.30	1.50


Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{Fi} = 1.0 Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	57.47	12.96	0.00	70.43	70.43	57.47
2	57.47	12.96	0.00	70.43	70.43	57.47
Summe:	114.94	25.92	0.00	140.86	140.86	114.94

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert γ_G * K_{Fi} = 1.35 über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm , kN)					
Feld		M _{fd}	M _{dli}	M _{dre}	V _{li} , V _{re}
1	x ₀ = 1.80	93.94	0.00	0.00	97.02 , -97.02

Stützmomente Maximum					(kNm , kN)	
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	97.02	97.02	57.47
2	0.00	0.00	-97.02	0.00	97.02	57.47

Bemessung DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.153
C30/37 B500B hochduktil 

Betondeckung: $c_v = 3.5 \text{ cm} \geq \text{erf } c_v$
Bewehrungslage: $d_o = 4.0 \text{ cm}$ $d_B = 0$ $d_S = 10$
 $d_u = 4.0 \text{ cm}$ $d_B = 0$ $d_S = 10$

Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.
Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.


Kriechbeiwert: $\varphi = 2.56$ $\epsilon_{cs} = 0.49 \text{ ‰}$ $h_0 = 20.00 \text{ cm}$

Alle Auflager gleich : Mauerwerk $b = 10.0 \text{ cm}$

Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) $f_{ctm} = 2.90 \text{ N/mm}^2$

Q.Nr.	min Mu (kNm)	erf As (cm ²)	min Mo (kNm)	erf As (cm ²)	
1	46.34	6.44	-46.34	6.44	240.0/20.0

Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	Myd (kNm)	min Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm ²)	Aso (cm ²)
1	1.80	93.9		16.0	0.12	13.5 	0.0

Am ersten Auflager sind mindestens 6.8 cm² zu verankern.
Am letzten Auflager sind mindestens 6.8 cm² zu verankern.
Querkraft VK-Lager ist mit $F = V_{Ed} \cdot \cot(\Theta) / 2$ berücksichtigt.

Berechnung mit modifizierter eff. Steifigkeit (Zeta-Verfahren)

Zugfestigkeit und Rissmoment mit $f_{ctm} = 2.9 \text{ N/mm}^2$
Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegungen (cm) $\varphi = 2.56$ $\epsilon_{cs} = 0.49 \text{ ‰}$
quasi-ständige Kombination

Feld	x	fEI	fEI φ	fEI $\varphi\epsilon$	fEI $_{l,g}$	fEI $_{II}$	fEI $_{II}\varphi$	fEI $_{II}\varphi\epsilon$	f
1	1.80	0.15	0.47	0.58	0.51	0.79	1.21	1.49	1.49

Bauvorhaben: AKK Altonaer Kinderkrankenhaus - Aufstockung Reha-Gebäude
WvS - Projekt - Nr.: 21069-1
Inhalt: Heft 3 - Decken und Balken

Seite

Querkraftbemessung mit und ohne Längskraft

(nach EC 2: DIN EN 1992-1-1:2011-01, 6.2ff)

Position: 3.2.3.5 - Stahlbetondeckenplatte $h = 20 \text{ cm}$ (Beton C30/37) ✓

1. Bauteil:

- Querschnitt: $b_w = 100,0 \text{ cm}$ $h = 20,0 \text{ cm}$ $d = 16,0 \text{ cm}$
- Betondeckung (Verlegemaß der Längsbew.): $c_{v,l} = 4,0 \text{ cm}$
- Innerer Hebelarm: $k_z =$ (aus Biegebemessung)
 $z = d - 2 \cdot c_{v,l} \geq d - c_{v,l} - 3 = 9,0 \text{ cm}$ (mit $z/d \sim 0,9$) ✓

2. Baustoffe:

- Beton: $\gamma_c = 1,50$ C 30 / 37 $f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 17 \text{ N/mm}^2$
- Betonstahl: $\gamma_s = 1,15$ B 500 B $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 435 \text{ N/mm}^2$ ✓

3. Einwirkungen:

- Bemessungsquerkraft: $V_{Ed} = 86,7 \text{ kN}$
- Bemessungsnormalkraft: $N_{Ed} =$ kN (Zug > 0) ✓

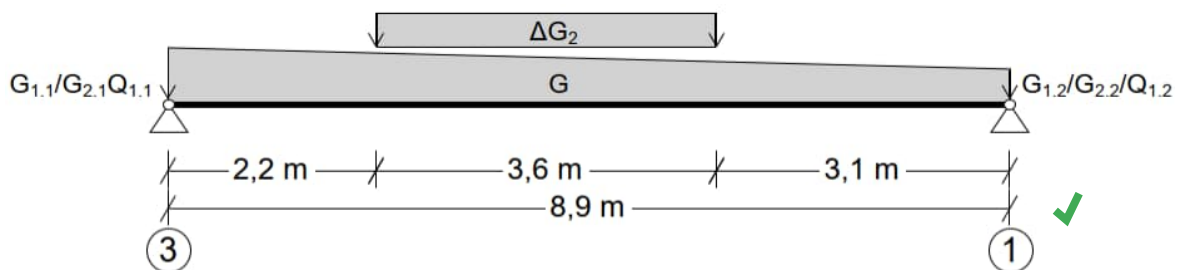
4. Nachweis der Querkrafttragfähigkeit:

- Längsbewehrung: vorh $A_{sl} = 7,85 \text{ cm}^2$ ✓
- Mittlerer Längsbewehrungsgrad: $\rho_l = A_{sl} / (b \cdot d) = 0,49\% \leq 2,00\%$
- Neigung der Querkraft Bewehrung: $\alpha = 90^\circ$
- Beiwerte: $k = 1 + (200/d)^{1/2} = 2,00 \leq 2,0$
 $k_1 = 0,0525$ (interpoliert)
- Druckstrebenwinkel: $1,00 \leq \cot \theta = 3,00 \leq 3,00 \rightarrow \theta = 18,43^\circ$ (Gl. 6.7aDE)
- Betonlängsspannung: $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0,0 \text{ N/mm}^2 \leq 0,2 \cdot f_{cd}$
- Nachweis der Querkrafttragfähigkeit / Bemessung:
 - $V_{Rd,c} = [0,15/\gamma_c \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,12 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 78,4 \text{ kN}$ (Gl. 6.2a)
 - $V_{Rd,c,min} = [v_{min} + 0,12 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 86,8 \text{ kN}$ (Gl. 6.2b)
 - mit $v_{min} = [k_1/\gamma_c \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}] = 0,542 \text{ MN/m}^2$ (Gl. 6.3a/bDE)
 - $V_{Rd,cc} = 0,50 \cdot 0,48 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot (1 - 1,2 \cdot \sigma_{cp} / f_{cd}) \cdot b \cdot z = 67,1 \text{ kN}$ (Gl. 6.7bDE)
 - $V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot 0,75 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta) = 344,3 \text{ kN}$ (Gl. 6.14)
 - $V_{Ed} / V_{Rd,max} = 0,25 \leq 0,30$ ✓
- Bewehrung: erf. $a_{sw} = V_{Ed} / (f_{yd} \cdot z \cdot [\cot \theta + \cot \alpha] \cdot \sin \alpha) = \text{-----} \text{ cm}^2/\text{m}$

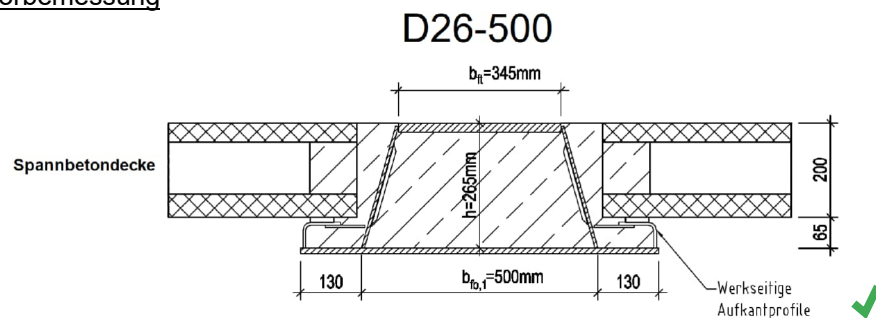
Pos. 3.2.4 Deckenträger im 2.OG – Achse B+M / 1-3

1. Statisches System

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten
- Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
- Belastung aus der Decke wie Pos. 3.2.5, hier jedoch linear veränderliche Lasteinzugsbreite

Achsen L-N/3: Lasteinzugsbreite = $(3,35 + 5,40) / 2 = 4,38$ m
 Achsen L-N/1: Lasteinzugsbreite = $(3,35 + 3,10) / 2 = 3,23$ m
 Im Mittel: Lasteinzugsbreite = $(4,38 + 3,23) / 2 = 3,81$ m

Einwirkende Lasten

		G	Q
• Eigengewicht:	$G \leq 0,76 \cdot 0,26^5 \cdot 25 + 2,00 =$	7,04	[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke (Achse 3):			
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (4,38 - 0,76) =$	11,58	[kN/m]
Ausbaulast (2,50 kN/m²)	$G = 2,50 \cdot 4,38 =$	10,95	[kN/m]
Nutzflächenlast (3,00 kN/m²)	$Q = 3,00 \cdot 4,38 =$		13,14 [kN/m]
	$\Sigma G_{1,1}/Q_{1,1} =$	22,53 /	13,14 [kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke (Achse 1):			
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (3,23 - 0,76) =$	7,90	[kN/m]
Ausbaulast (2,50 kN/m²)	$G = 2,50 \cdot 3,23 =$	8,08	[kN/m]
Nutzflächenlast (3,00 kN/m²)	$Q = 3,00 \cdot 3,23 =$		9,69 [kN/m]
	$\Sigma G_{1,2}/Q_{1,2} =$	15,98 /	9,69 [kN/m]
• Massivplatte (h=20 cm): i.M.	$\Delta G_2 = (0,20 \cdot 25 - 3,20) \cdot (3,81 - 0,76) =$	5,49	[kN/m]



3. Last- und Schnittgrößenermittlung

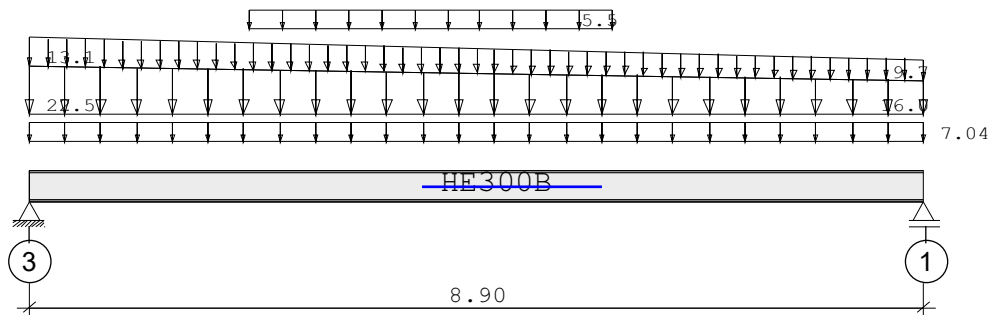
→ Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten



Pos. 3.2.4 Deckenträger 2.OG - Achsen 1-3/B+M

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 75



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Spannbeton-Hohlplattendecke als SlimFloor-Decke
Nur Last- und Schnittgrößenermittlung für die Trägerbemessung !

System	Länge	Querschnittswerte				
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)
1	8.900	konstant	1	25170.0	1678.0	1678.0

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

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			
Typ EG Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc		ausPOS	Phi
1 B		7.040	0.000	1.000				G
4 B	0.000	22.530	13.140	1.000	0.000	8.900	G1/Q1	
		16.000	9.700					
4 B	0.000	5.500	0.000	1.000	2.200	3.600	G2	
		5.500	0.000					

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	132.80	53.37	0.00	186.17	186.17	132.80
2	121.11	48.27	0.00	169.38	169.38	121.11
Summe:	253.91	101.64	0.00	355.55	355.55	253.91

Ergebnisse für γ -fache Lasten

Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm, kN)					
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li
1	x0 = 4.330	568.34	0.00	0.00	259.34
					-235.90

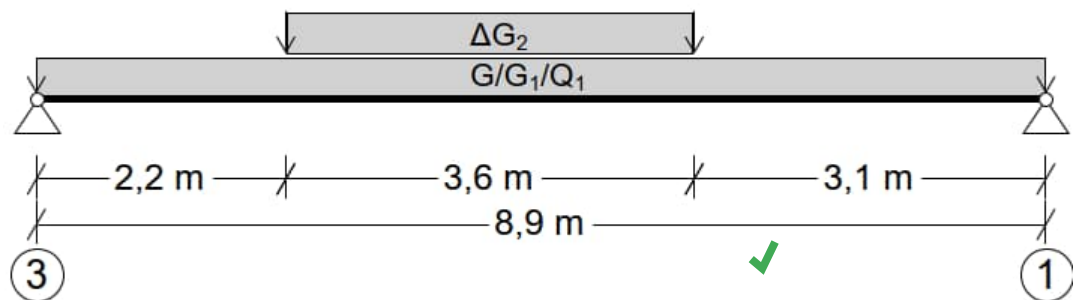
Stützmomente Maximum					(kNm , kN)	
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	259.34	259.34	132.80
2	0.00	0.00	-235.90	0.00	235.90	121.11



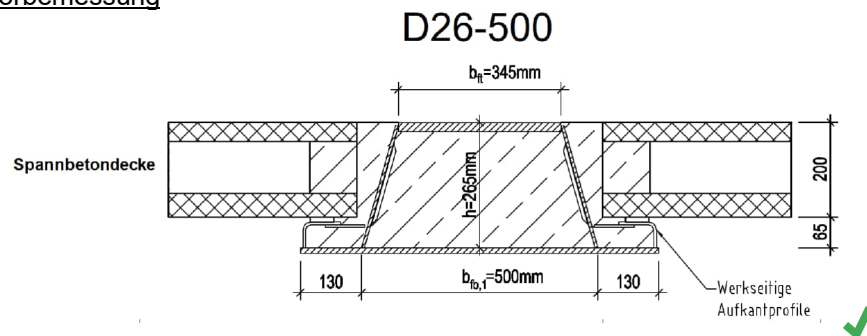
Pos. 3.2.5 Deckenträger im 2.OG – Achse C- E- F- K-/1-3

1. Statisches System

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten
- Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
- Lasteinzugsbreite Decke = $(3,60 + 3,60) / 2 = 3,60$ m

Einwirkende Lasten

		G	Q	
• Eigengewicht:	$G \leq 0,76 \cdot 0,26^5 \cdot 25 + 2,00 =$	7,04		[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke:				
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (3,60 - 0,76) = 3,20 \cdot 2,84 =$	9,09		[kN/m]
Ausbaulast (2,50 kN/m²)	$G = 2,50 \cdot 3,60 =$	9,00		[kN/m]
Nutzflächenlast (3,00 kN/m²)	$Q = 3,00 \cdot 3,60 =$		10,80	[kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	18,09 /	10,80	[kN/m]
• Massivplatte (h=20 cm):	$\Delta G_2 = 0,20 \cdot 25 \cdot 2,84 - 9,09 =$	5,11		[kN/m]

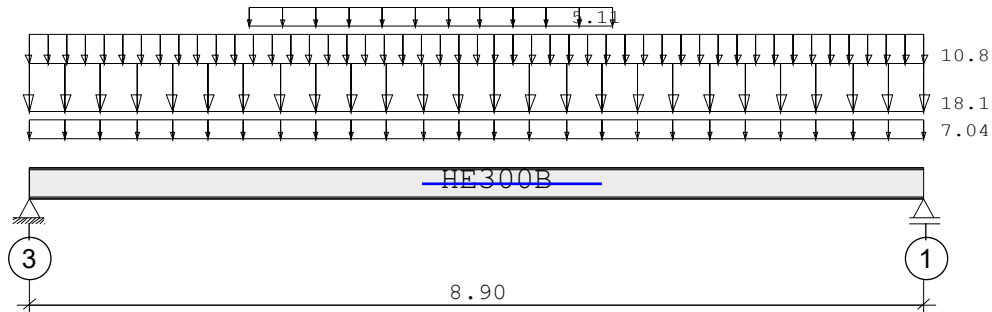
3. Last- und Schnittgrößenermittlung

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Pos. 3.2.5 Deckenträger im 2.OG - Achsen C- E- F- K/1-3

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 75



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Spannbeton-Hohlplattendecke als SlimFloor-Decke
Nur Last- und Schnittgrößenermittlung für die Trägerbemessung

System	Länge	Querschnittswerte				
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)
1	8.900	konstant	1	25170.0	1678.0	1678.0

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
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		
Typ EG Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		7.040	0.000	1.000			G
1 B		18.100	10.800	1.000		G1/Q1	
4 B	0.000	5.110	0.000	1.000	2.200 3.600	G2	
		5.110	0.000				

Einwirkungen: Nr KI Bezeichnung				ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
B	1	Büros		0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	122.00	48.06	0.00	170.06	170.06	122.00
2	120.14	48.06	0.00	168.20	168.20	120.14
Summe:	242.14	96.12	0.00	338.26	338.26	242.14

Ergebnisse für γ -fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm, kN)					
Feld	Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1 x0 = 4.420	539.85	0.00	0.00	236.79	-234.28

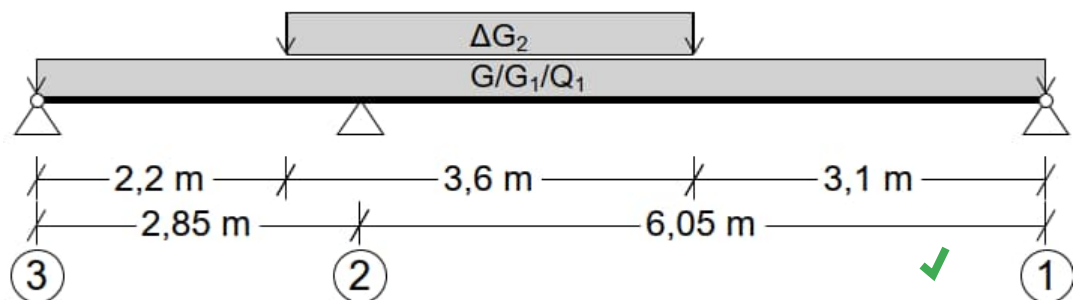
Stützmomente Maximum					(kNm , kN)	
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	236.79	236.79	122.00
2	0.00	0.00	-234.28	0.00	234.28	120.14



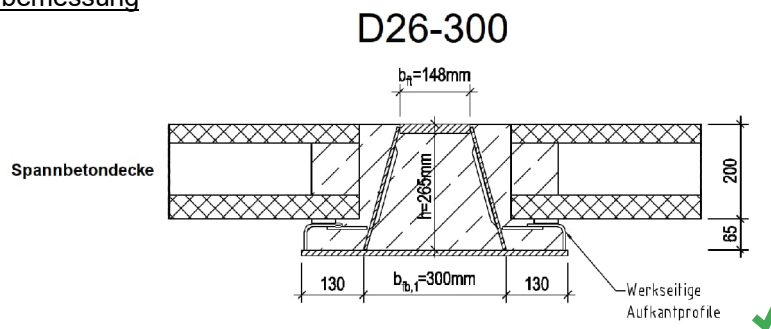
Pos. 3.2.5.1 Deckenträger im 2.OG – Achse J+L/1-3

1. Statisches System

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten
- Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
- Belastung aus der Decke wie Pos. 3.2.5

Einwirkende Lasten

		G	Q
• Eigengewicht:	$G \leq 0,56 \cdot 0,265 \cdot 25 + 1,30 \sim$	5,00	[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke:			
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (3,60 - 0,56) = 3,20 \cdot 3,04 =$	9,73	[kN/m]
Ausbaulast (2,50 kN/m²)	$G = 2,50 \cdot 3,60 =$	9,00	[kN/m]
Nutzflächenlast (3,00 kN/m²)	$Q = 3,00 \cdot 3,60 =$		10,80 [kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	18,73 /	10,80 [kN/m]
• Massivplatte (h=20 cm):	$\Delta G_2 = 0,20 \cdot 25 \cdot 3,04 - 9,73 =$	5,47	[kN/m]

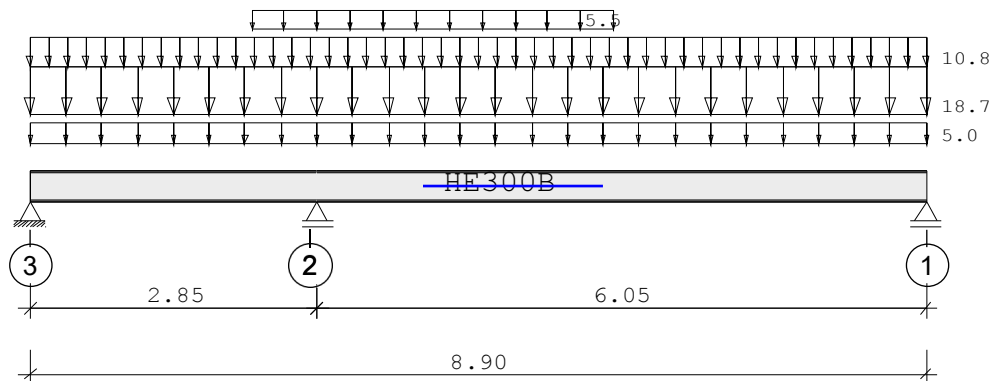
3. Last- und Schnittgrößenermittlung

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Pos. 3.2.5.1 Deckenträger im 2.OG - Achsen J+L/1-3

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 75



Stahlträger über 2 Felder S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Spannbeton-Hohlplattendecke als SlimFloor-Decke
Nur Last- und Schnittgrößenermittlung für die Trägerbemessung !

System	Länge	Querschnittswerte				
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)
1	2.850	konstant	1	25170.0	1678.0	1678.0
2	6.050	konstant	1	25170.0	1678.0	1678.0

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
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		
Typ EG Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		5.000	0.000	1.000			G
1 B		18.730	10.800	1.000		G1/Q1	
4 B	0.000	5.500	0.000	1.000	2.200 3.600	G2	
		5.500	0.000				

Einwirkungen:						
Nr	KI	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	2.25	14.16	-11.79	4.62	16.41	-9.53
2	168.07	67.21	0.00	235.28	235.28	168.07
3	60.68	27.12	-0.58	87.22	87.80	60.10
Summe:	231.00	108.49	-12.37	327.12	339.48	218.63

Ergebnisse für γ -fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum					(kNm , kN)	
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 0.590	6.91	0.00	-96.38	23.49	-93.89
2	x0 = 3.510	155.79	-173.39	0.00	191.14	-122.59



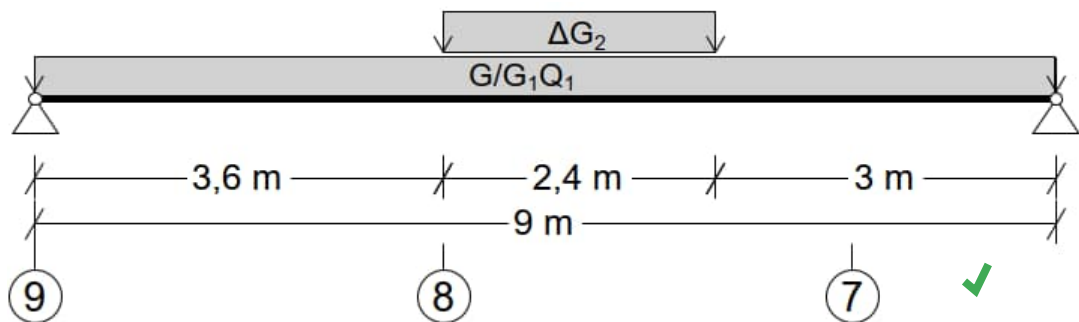
Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	24.28	24.28	-15.43
2	-178.66	-178.66	-135.70	192.01	327.70	168.07
3	0.00	0.00	-122.59	0.00	122.59	59.81



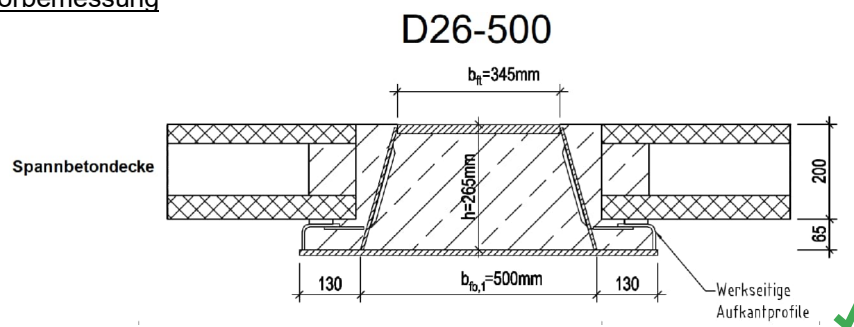
Pos. 3.2.6 Deckenträger im 2.OG – Achse F1-H1/6-9

1. Statisches System

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten
- Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
- Lasteinzugsbreite Decke = $(420 + 3,00) / 2 = 3,60 \text{ m}$ ✓

Einwirkende Lasten

		G	Q	
• Eigengewicht:	$G \leq 0,76 \cdot 0,26^5 \cdot 25 + 2,00 =$	7,04		[kN/m] ✓
• Spannbeton-Hohlplattendecke:				
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (3,60 - 0,76) = 3,20 \cdot 2,84 =$	9,09		[kN/m]
Ausbaulast (2,50 kN/m²)	$G = 2,50 \cdot 3,60 =$	9,00		[kN/m]
Nutzflächenlast (3,00 kN/m²)	$Q = 3,00 \cdot 3,60 =$		10,80	[kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	18,09 /	10,80	[kN/m] ✓
• Massivplatte (h=20 cm):	$\Delta G_3 \sim (0,20 \cdot 25 - 3,20) \cdot 4,20 / 2 =$	3,78		[kN/m] ✓

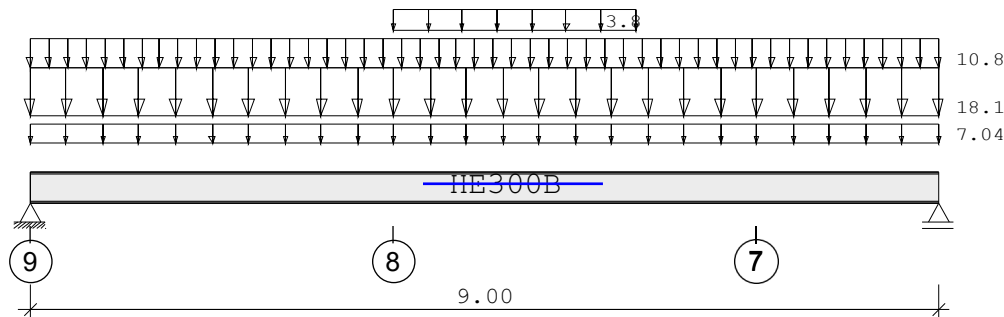
3. Last- und Schnittgrößenermittlung

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Pos. 3.2.6 Deckenträger im 2.OG - Achsen F1-H1/6-9

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 75



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Spannbeton-Hohlplattendecke als SlimFloor-Decke
Nur Last- und Schnittgrößenermittlung für die Trägerbemessung !

System	Länge	Querschnittswerte			
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³) Wu (cm ³)
1	9.000	konstant	1	25170.0	1678.0 1678.0 HE300B

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

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				
Typ EG Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B	0.000	7.040	0.000	1.000			G
1 B		18.100	10.800	1.000		G1/Q1	
4 B		3.800	0.000	1.000	3.600 2.400	G2	
		3.800	0.000				

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3

Auflagerkräfte	(kN)					
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	117.39	48.60	0.00	165.99	165.99	117.39
2	117.99	48.60	0.00	166.59	166.59	117.99
Summe:	235.38	97.20	0.00	332.58	332.58	235.38

Ergebnisse für γ -fache Lasten

Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum						(kNm , kN)
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 4.520	531.45	0.00	0.00	231.37	-232.19

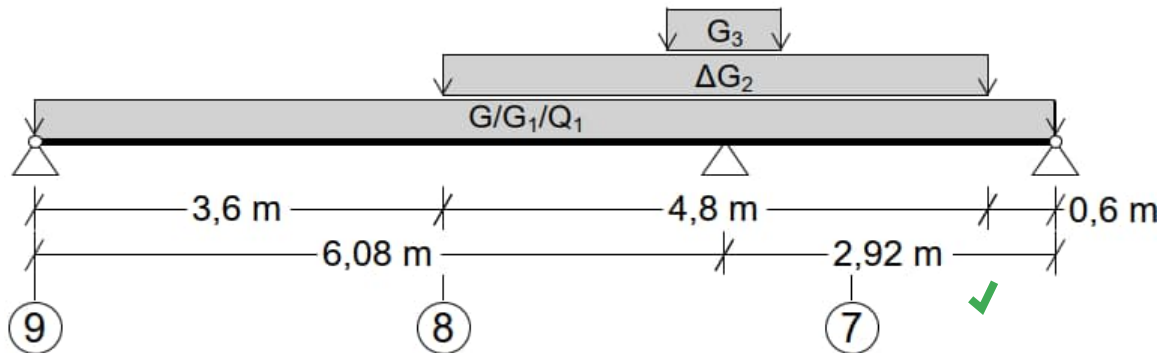
Stützmomente Maximum					(kNm , kN)	
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	231.37	231.37	117.39
2	0.00	0.00	-232.19	0.00	232.19	117.99



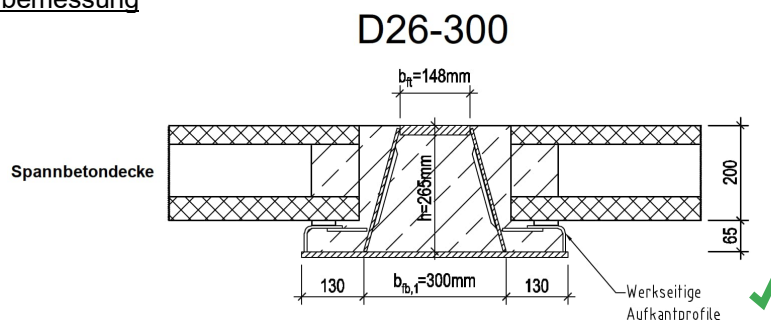
Pos. 3.2.7 Deckenträger im 2.OG – Achse H1/6-9

1. Statisches System

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten
- Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
- Lasteinzugsbreite Decke = $(3,85 + 3,00) / 2 = 3,425 \text{ m}$ ✓

Einwirkende Lasten

		G	Q	
• Eigengewicht:	$G \leq 0,56 \cdot 0,265 \cdot 25 + 1,30 \sim$	5,00 ✓		[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke:				
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (3,43 - 0,56) = 3,20 \cdot 2,87 =$	9,18		[kN/m]
Ausbaulast (2,50 kN/m²)	$G = 2,50 \cdot 3,43 =$	8,58		[kN/m]
Nutzflächenlast (3,00 kN/m²)	$Q = 3,00 \cdot 3,43 =$		10,29	[kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	17,76 /	10,29	[kN/m] ✓
• Massivplatte (h=20 cm):	$\Delta G_2 \sim (0,20 \cdot 25 - 3,20) \cdot 3,85 / 2 =$	3,47 ✓		[kN/m]
• MW-Wände (verteilt auf 1 m Länge) mit $g = 3,2 \text{ kN/m}^2$ (vgl. Pos. 3.2.3)*:	$G_3 = (10,9 \cdot 3,85 + 10,9) / 2 + 10,9 =$	37,33 ✓		[kN/m]

*Da die Decke über dem 1.OG analog zu Decke über 2.OG ausgeführt wird, werden hier die Lasten aus der maßgebenden Laststellung der nichttragenden Mauerwerkswände im 2.OG angesetzt. ✓

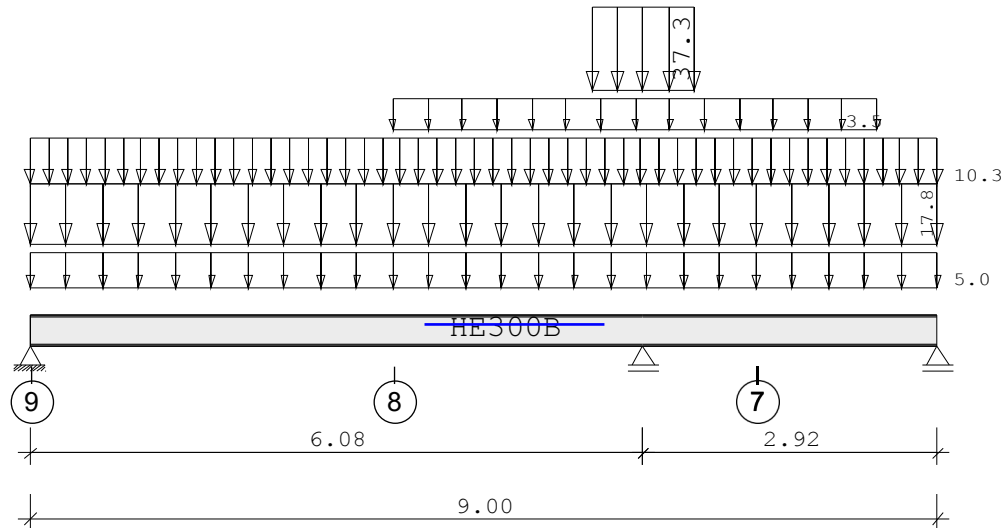
3. Last- und Schnittgrößenermittlung

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Pos. 3.2.7 Deckenträger im 2.OG - Achsen H1/6-9

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 75



Stahlträger über 2 Felder S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Spannbeton-Hohlplattendecke als SlimFloor-Decke
Nur Last- und Schnittgrößenermittlung für die Trägerbemessung !

System	Länge	Querschnittswerte			
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³) Wu (cm ³)
1	6.080	konstant	1	25170.0	1678.0 1678.0 HE300B
2	2.920	konstant	1	25170.0	1678.0 1678.0 HE300B

Trägerbezogene Lasten (kN,m)								
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			
Typ EG Gr	VK	g _L /r	q _L /r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi	
1 B		5.000	0.000	1.000		G		
1 B		17.800	10.300	1.000		G1/Q1		
4 B	0.000	3.500	0.000	1.000	3.600 4.800	G2		
4 B	0.000	37.300	0.000	1.000	5.580 1.000	G3		
		37.300	0.000					

Einwirkungen:								
Nr	KI	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ		
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50		

Schadensfolgekategorie CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	57.22	26.02	-0.59	82.66	83.25	56.64
2	194.43	64.45	0.00	258.88	258.88	194.43
3	7.65	13.82	-11.01	10.46	21.47	-3.36
Summe:	259.30	104.30	-11.60	352.00	363.60	247.70

Ergebnisse für γ -fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

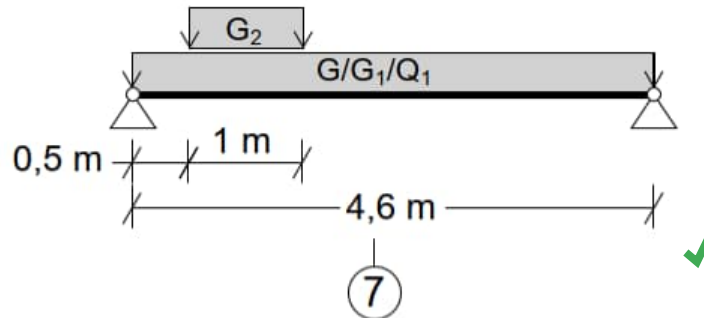
Feldmomente Maximum (kNm , kN)						
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 2.512	146.25	0.00	-168.29	116.28	-201.69
2	x0 = 2.186	10.50	-125.41	0.00	140.07	-31.06

Stützmomente Maximum (kNm , kN)						
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	116.28	116.28	56.34
2	-173.63	-173.63	-202.57	156.59	359.16	194.43
3	0.00	0.00	-31.06	0.00	31.06	-8.86

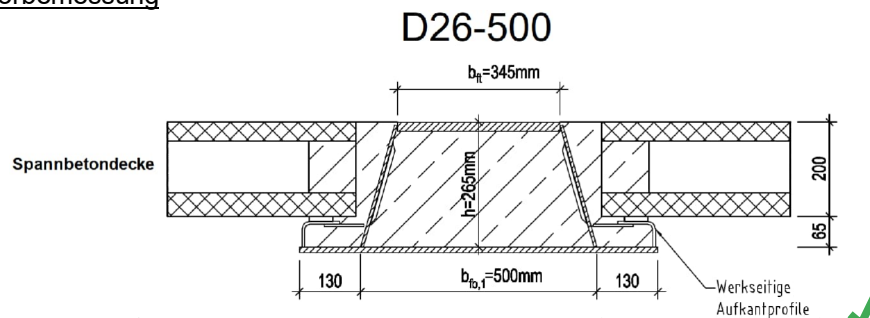
Pos. 3.2.8 Deckenträger im 2.OG – Achse H1-J1/6-8

1. Statisches System

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten
- Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
- Lasteinzugsbreite Decke = $(3,85 + 3,35) / 2 = 3,60 \text{ m}$ ✓

Einwirkende Lasten

		G	Q	
• Eigengewicht:	$G \leq 0,76 \cdot 0,26^5 \cdot 25 + 2,00 =$	7,04		[kN/m] ✓
• Stahlbetondecke:				
Eigengewicht (5,00 kN/m²)	$G = 5,00 \cdot (3,60 - 0,76) = 5,00 \cdot 2,84 =$	14,20		[kN/m]
Ausbaulast (2,50 kN/m²)	$G = 2,50 \cdot 3,60 =$	9,00		[kN/m]
Nutzflächenlast (3,00 kN/m²)	$Q = 3,00 \cdot 3,60 =$		10,80	[kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	23,20 /	10,80	[kN/m] ✓
• MW-Wände (verteilt auf 1 m Länge)				
mit $g = 3,2 \text{ kN/m}^2$ (vgl. Pos. 3.2.3)*:	$G_2 = (10,9 \cdot 3,85 + 10,9) / 2 + 10,9 =$	37,33		[kN/m] ✓

*Da die Decke über dem 1.OG analog zu Decke über 2.OG ausgeführt wird, werden hier die Lasten aus der maßgebenden Laststellung der nichttragenden Mauerwerkswände im 2.OG angesetzt. ✓

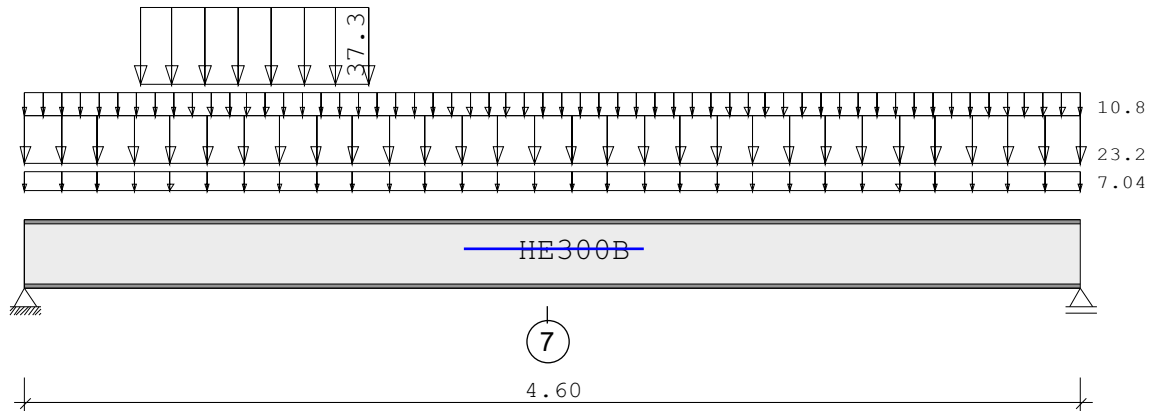
3. Last- und Schnittgrößenermittlung

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Pos. 3.2.8 Deckenträger im 2.OG - Achsen H1-J1/6-8

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 33



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Spannbeton-Hohlplattendecke als SlimFloor-Decke
Nur Last- und Schnittgrößenermittlung für die Trägerbemessung !

System	Länge		Querschnittswerte			
Feld	L (m)		QNr.	I (cm4)	Wo (cm3)	Wu (cm3)
1	4.600	konstant	1	25170.0	1678.0	1678.0

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
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			
Typ EG Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		7.040	0.000	1.000			G
1 B		23.200	10.800	1.000		G1/Q1	
4 B	0.000	37.300	0.000	1.000	0.500	1.000	G2
		37.300	0.000				

Einwirkungen:				ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
Nr	KI	Bezeichnung					
B	1	Büros		0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	98.74	24.84	0.00	123.58	123.58	98.74
2	77.66	24.84	0.00	102.50	102.50	77.66
Summe:	176.40	49.68	0.00	226.08	226.08	176.40

Ergebnisse für γ -fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum						(kNm , kN)
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 2.110	177.06	0.00	0.00	170.56	-142.10



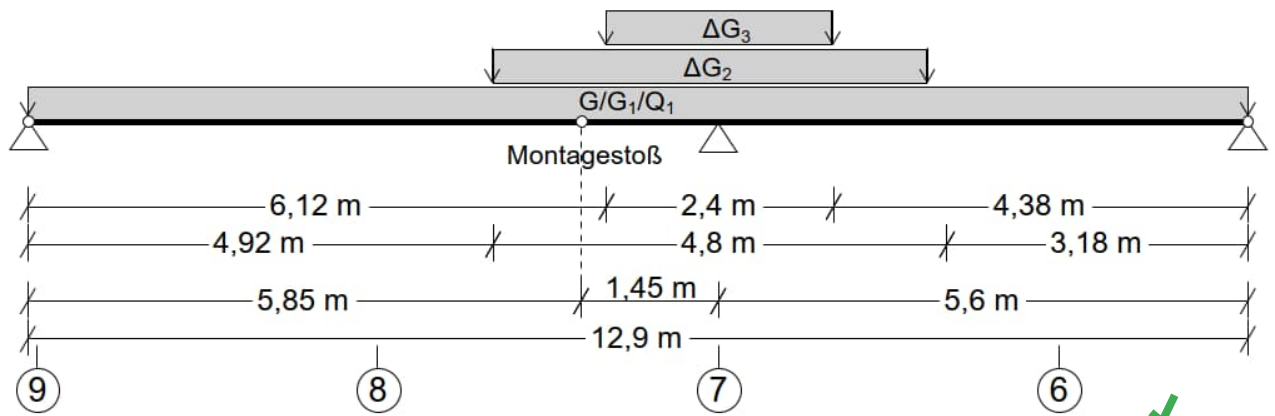
Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F
1		0.00	0.00	0.00	170.56	170.56
2		0.00	0.00	-142.10	0.00	142.10



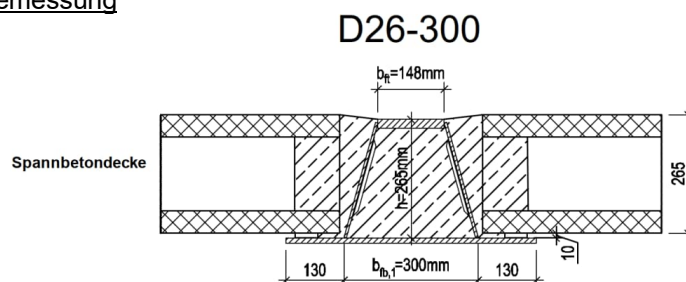
Pos. 3.2.9 Deckenträger im 2.OG – Achse J1/5-9

1. Statisches System

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten
- Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
- Lasteinzugsbreite Decke $h=20$ cm = $3,35 / 2 = 1,68$ m
- Lasteinzugsbreite Decke $h=26^5$ cm = $7,25 / 2 = 3,63$ m

Einwirkende Lasten

		G	Q
• Eigengewicht:	$G \leq 0,56 \cdot 0,26^5 \cdot 25 + 1,30 \sim$	5,00	[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke:			
Eigengewicht $h=20$ cm (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (3,35 - 0,56) / 2 =$	4,46	[kN/m]
Eigengewicht $h=26^5$ cm (4,30 kN/m²)	$G = 4,30 \cdot (7,25 - 0,56) / 2 =$	14,38	[kN/m]
Ausbaulast (2,50 kN/m²)	$G = 2,50 \cdot (1,68 + 3,63) =$	13,25	[kN/m]
Nutzflächenlast (3,00 kN/m²)	$Q = 3,00 \cdot (1,68 + 3,63) =$	15,90	[kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	32,09 /	15,90 [kN/m]
• Massivplatten ($h=20$ cm):	$\Delta G_2 \sim (0,20 \cdot 25 - 3,20) \cdot 3,35 / 2 =$	3,02	[kN/m]
	$\Delta G_3 \sim (0,20 \cdot 25 - 4,30) \cdot 7,30 / 2 =$	2,55	[kN/m]

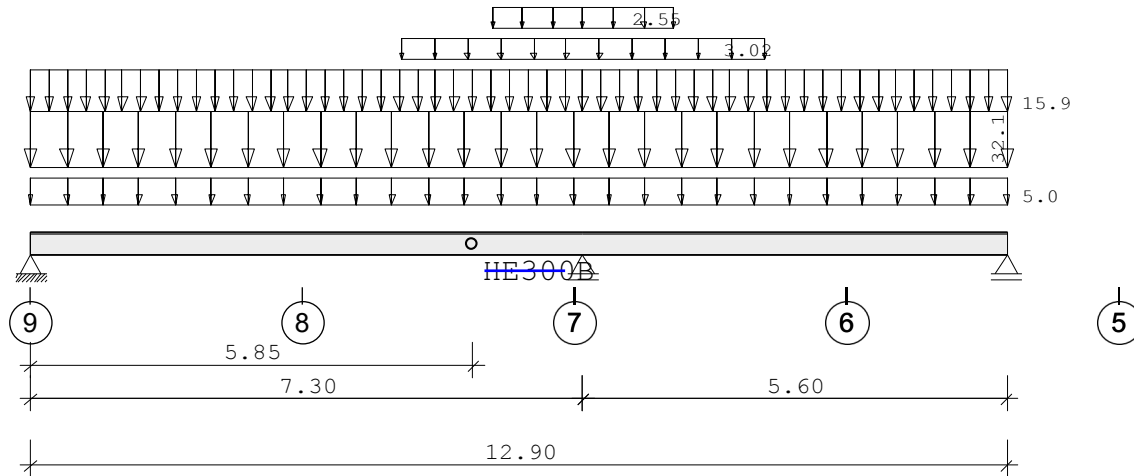
3. Last- und Schnittgrößenermittlung

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Pos. 3.2.09 Deckenträger im 2.OG - Achsen J1/5-9

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 100



Stahlträger über 2 Felder S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Spannbeton-Hohlplattendecke als SlimFloor-Decke
Nur Last- und Schnittgrößenermittlung für die Trägerbemessung

System	Länge	Querschnittswerte				
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)
1	7.300	konstant	1	25170.0	1678.0	1678.0
2	5.600	konstant	1	25170.0	1678.0	1678.0

Gelenke : in Feld 1 bei x = 5.850 m **Montagestoß (M=0)**

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
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		
Typ EG Gr	VK	g _{l/r}	q _{l/r}	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		5.000	0.000	1.000		G	
1 B		32.100	15.900	1.000		G1/Q1	
4 B	0.000	3.020	0.000	1.000	4.900 4.800	G2	
4 B	0.000	3.020	0.000	1.000	6.100 2.400	G3	
		2.550	0.000				

Einwirkungen:				ψ0	ψ1	ψ2	γ
Nr	Kl	Bezeichnung					
B	1	Büros		0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgekategorie CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	108.75	46.51	0.00	155.26	155.26	108.75
2	321.33	129.11	0.00	450.44	450.44	321.33
3	69.12	44.52	-15.03	98.61	113.64	54.09
Summe:	499.21	220.14	-15.03	704.32	719.34	484.18

Ergebnisse für γ -fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

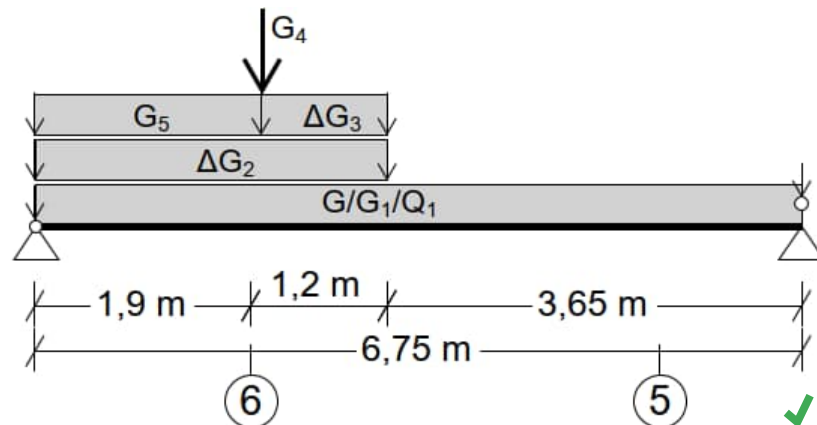
Feldmomente Maximum (kNm , kN)						
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 2.930	317.20	0.00	-403.23	216.57	-337.07
	x = 5.849	0.13		zug V =	-219.77	-219.77
	x = 5.851	-0.07		zug V =	-111.18	-111.18
2	x0 = 3.430	173.33	-277.00	0.00	267.86	-160.09

Stützmomente Maximum (kNm , kN)						
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F
1		0.00	0.00	0.00	216.57	108.75
2		-403.23	-403.23	-337.07	290.40	627.47
3		0.00	0.00	-160.09	0.00	160.09

Pos. 3.2.10 Deckenträger im 2.OG – Achse F1-H1/~5-7

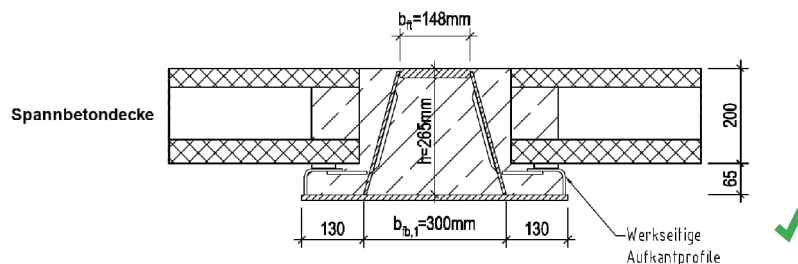
1. Statisches System

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten
- Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung

D26-300



2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
- Lasteinzugsbreite Decke = $(3,35 + 3,85) / 2 = 3,60 \text{ m}$

Einwirkende Lasten

		G	Q	
• Eigengewicht:	$G \leq 0,56 \cdot 0,26^5 \cdot 25 + 1,30 \sim$	5,00		[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke:				
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (3,60 - 0,56) = 3,20 \cdot 3,04 =$	9,73		[kN/m]
Ausbaulast (2,50 kN/m²)	$G = 2,50 \cdot 3,60 =$	9,00		[kN/m]
Nutzflächenlast (3,00 kN/m²)	$Q = 3,00 \cdot 3,60 =$		10,80	[kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	18,73 /	10,80	[kN/m]
• Massivplatten (h=20 cm):	$\Delta G_2 \sim (0,20 \cdot 25 - 3,20) \cdot 3,35 / 2 \sim$	3,00		[kN/m]
	$\Delta G_3 \sim (0,20 \cdot 25 - 3,20) \cdot 3,85 / 2 =$	3,47		[kN/m]
• MW-Wände (d≤17 ⁵ cm, 3,2 kN/m², H=3,40m)*				
Längswand II zur Spannrichtung	$G_4 = 3,20 \cdot 3,40 \cdot 3,35 / 2 =$	18,22		[kN]
Querwand ⊥ zur Spannrichtung	$G_5 = 10,90 \cdot 0,75 / 3,35 =$	2,44		[kN/m]

*Da die Decke über dem 1.OG analog zu Decke über 2.OG ausgeführt wird, werden hier die Lasten aus der maßgebenden Laststellung der nichttragenden Mauerwerkswände im 2.OG angesetzt.



3. Last- und Schnittgrößenermittlung

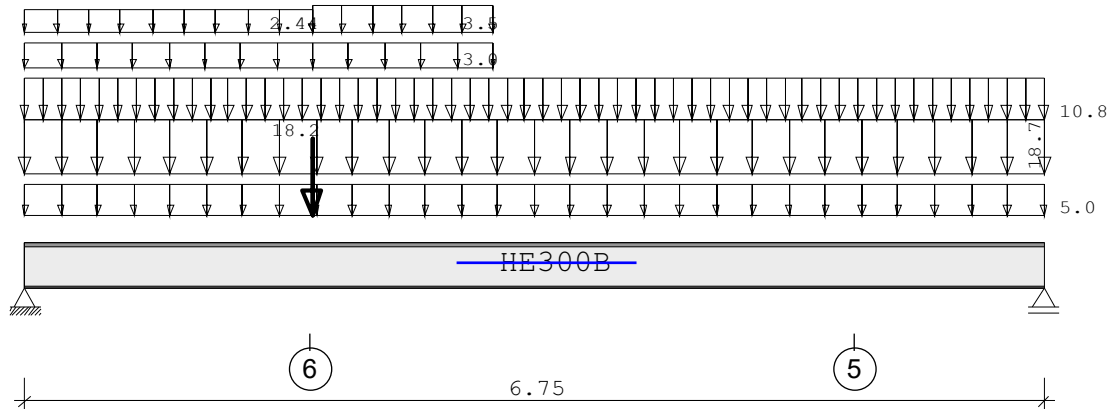
→ Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten



Pos. 3.2.10 Deckenträger im 2.OG - Achsen F1-H1/4-7

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 50



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

Spannbeton-Hohlplattendecke als SlimFloor-Decke
Nur Last- und Schnittgrößenermittlung für die Trägerbemessung !

System	Länge	Querschnittswerte				
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)
1	6.750	konstant	1	25170.0	1678.0	1678.0

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
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		
Typ EG Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		5.000	0.000	1.000			G
1 B		18.730	10.800	1.000			G1/Q1
4 B	0.000	3.000	0.000	1.000	0.000	3.100	G2
4 B	0.000	3.000	0.000	1.000	1.900	1.200	G3
2 B	0.000	18.220	0.000	1.000	1.900		G4
4 B	0.000	2.440	0.000	1.000	0.000	1.900	G5

Einwirkungen:						
Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgekategorie CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{Fi} = 1.0 Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	106.97	36.45	0.00	143.42	143.42	106.97
2	89.56	36.45	0.00	126.01	126.01	89.56
Summe:	196.53	72.90	0.00	269.43	269.43	196.53

Ergebnisse für γ -fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

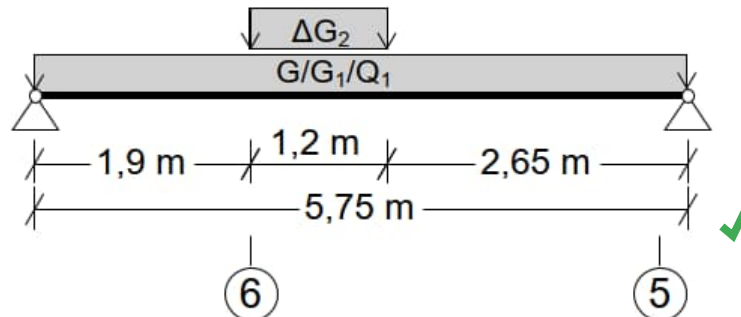
Feldmomente Maximum					(kNm , kN)	
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	$x_0 = 3.108$	319.57	0.00	0.00	199.09	-175.58

Stützmomente Maximum					(kNm , kN)	
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F
1		0.00	0.00	0.00	199.09	106.97
2		0.00	0.00	-175.58	0.00	89.56

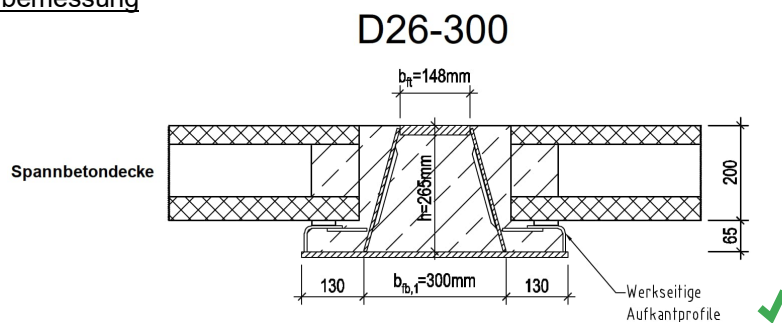
Pos. 3.2.10.1 Deckenträger im 2.OG – Achse H1/5-7

1. Statisches System

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten
- Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
- Lasteinzugsbreite Decke = $(3,85 + 3,85) / 2 = 3,85$ m

Einwirkende Lasten

		G	Q	
• Eigengewicht:	$G \leq 0,56 \cdot 0,26^5 \cdot 25 + 1,30 \sim$	5,00		[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke:				
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (3,85 - 0,56) = 3,20 \cdot 3,29 =$	10,53		[kN/m]
Ausbaulast (2,50 kN/m²)	$G = 2,50 \cdot 3,85 =$	9,63		[kN/m]
Nutzflächenlast (3,00 kN/m²)	$Q = 3,00 \cdot 3,85 =$		11,55	[kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	20,16 /	11,55	[kN/m]
• Massivplatte (h=20 cm):	$\Delta G_2 \sim (0,20 \cdot 25 - 3,20) \cdot 3,85 / 2 =$	3,47		[kN/m]

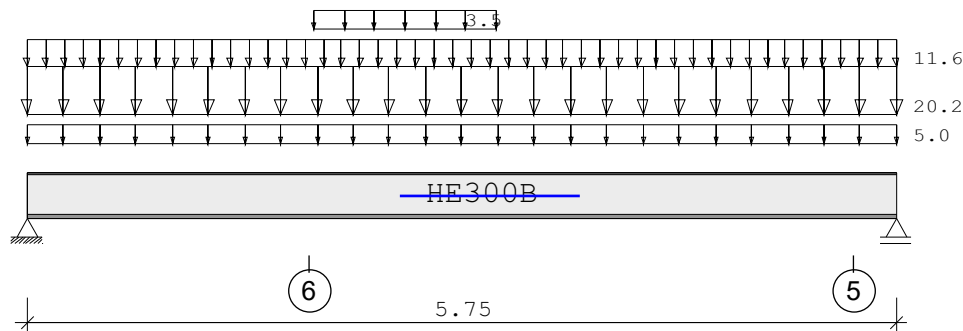
3. Last- und Schnittgrößenermittlung

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Pos. 3.2.10.1 Deckenträger im 2.OG - Achsen H1/5-7

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 50



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Spannbeton-Hohlplattendecke als SlimFloor-Decke
Nur Last- und Schnittgrößenermittlung für die Trägerbemessung !

System	Länge	Querschnittswerte			
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³) Wu (cm ³)
1	5.750	konstant	1	25170.0	1678.0 1678.0 HE300B

Trägerbezogene Lasten (kN,m)								
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			
Typ EG Gr	VK	g _{l/r}	q _{l/r}	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi	
1 B		5.000	0.000	1.000				G
1 B		20.200	11.600	1.000				G1/Q1
4 B	0.000	3.500	0.000	1.000	1.900 1.200			G2
		3.500	0.000					

Einwirkungen:							
Nr	KI	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ	
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50	

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	74.82	33.35	0.00	108.17	108.17	74.82
2	74.28	33.35	0.00	107.63	107.63	74.28
Summe:	149.10	66.70	0.00	215.80	215.80	149.10

Ergebnisse für γ -fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm , kN)					
Feld	Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 2.855	219.49	0.00	0.00	151.04
					-150.30

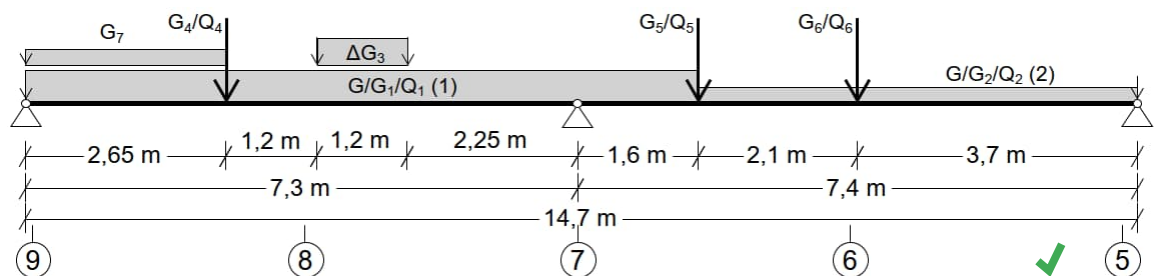
Stützmomente Maximum					(kNm , kN)	
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	151.04	151.04	74.82
2	0.00	0.00	-150.30	0.00	150.30	74.28



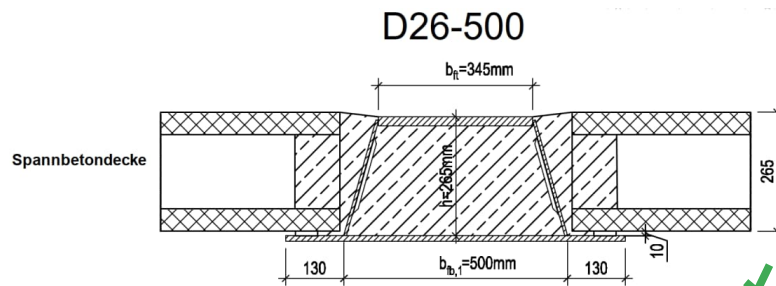
Pos. 3.2.11 Deckenträger im 2.OG – Achse D1/5-9

1. Statisches System

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten
- Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
- Lasteinzugsbreite Deckenbereich (1) = $(6,50 + 7,20) / 2 = 6,85$ m
- Lasteinzugsbreite Deckenbereich (2) = $6,50 / 2 = 3,25$ m

Einwirkende Lasten

		G	Q
• Eigengewicht:	$G \leq 0,76 \cdot 0,26^5 \cdot 25 + 2,00 =$	7,04	[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke (1):			
Eigengewicht (4,30 kN/m²)	$G = 4,30 \cdot (6,85 - 0,76) =$	26,19	[kN/m]
Ausbaulast (2,50 kN/m²)	$G = 2,50 \cdot 6,85 =$	17,13	[kN/m]
Nutzflächenlast (3,00 kN/m²)	$Q = 3,00 \cdot 6,85 =$		20,55 [kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	43,32 /	20,55 [kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke (2):			
Eigengewicht (4,30 kN/m²)	$G = 4,30 \cdot (3,25 - 0,76 / 2) =$	12,34	[kN/m]
Ausbaulast (2,50 kN/m²)	$G = 2,50 \cdot 3,25 =$	8,13	[kN/m]
Nutzflächenlast (3,00 kN/m²)	$Q = 3,00 \cdot 3,25 =$		9,75 [kN/m]
	$\Sigma G_2/Q_2 =$	20,47 /	9,75 [kN/m]
• Massivplatte (h=20 cm):	$\Delta G_3 \sim (0,20 \cdot 25 - 4,30) \cdot 7,20 / 2 \sim$	2,50	[kN/m]
• Aus Träger Pos. 3.2.18:	$G_4/Q_4 =$	71,00 /	15,00 [kN]
• Aus Träger Pos. 3.2.13:	$G_5/Q_5 =$	60 /	14 [kN]

Einwirkende Lasten

		G	Q
• Aus Träger Pos. 3.2.12:	$G_6/Q_6 =$	78 /	23 [kN] ✓
• Mauerwerkswand (d=17,5cm):	$G_7 = (0,175 \cdot 18 + 0,36) \cdot 3,40 \sim$	12,00 ✓	[kN/m]

3. Last- und Schnittgrößenermittlung

→ Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

4. Auflager in der Bestandswand Achse D1/9

Der Träger wird in der vorhandenen Stahlbetonwand aufgelagert. Hierfür ist in der Wand eine Auflager tasche herzustellen, die nach der Trägermontage mit Vergussmörtel geschlossen wird.

- Auflagerkraft: $F_{Ed} = 1,35 \cdot 256 + 1,50 \cdot 85 = 473 \text{ kN}$ ✓
- Gewählt: Elastomerlager 400 x 140 mm ✓
z.B. Calenberg Compactlager S65 (od. gleichwertig) ✓
400 x 140 mm – t=15 mm ✓

Druckspannung $\sigma_{Ed} = 473 \cdot 10^3 / (400 \cdot 140) \sim 8,5 \text{ N/mm}^2 < 14,0 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{Rd}$ ✓

- Bezogene Auflagerpressung Stahlbetonwand (DIN EN 1992-1-1, Abs. 10.9.5): ✓

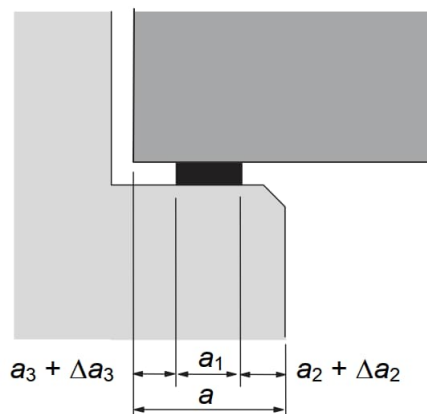
(C25/30) $\sigma_{Ed} / f_{cd} = 8,5 / 14,2 = 0,60 > 0,40 \rightarrow \text{vorh. } a_1 = 140 \text{ mm} = \min. a_1$ ✓

Nennwert der Auflagertiefe: $a = a_1 + a_2 + a_3 + (\Delta a_2^2 + \Delta a_3^2)^{0,5}$ ✓

$a_{\text{erf.}} = 140 + 35 + 20 + (15^2 + 3^2)^{0,5} \geq 210 \text{ mm} > 58 \text{ mm} \sim 7200 / 125 = L / 125 = a_{\min}$ ✓

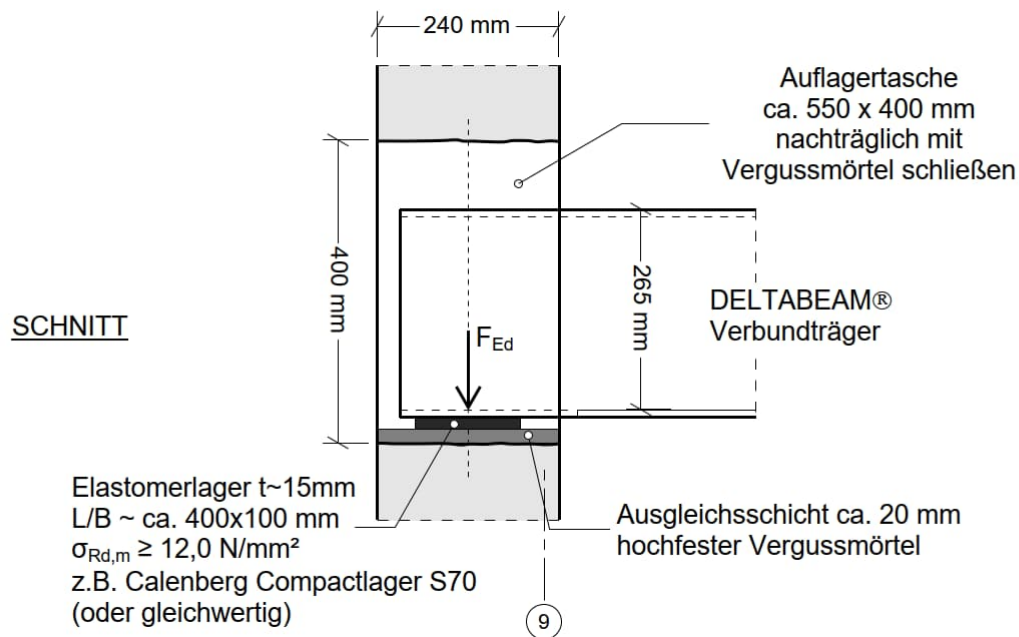
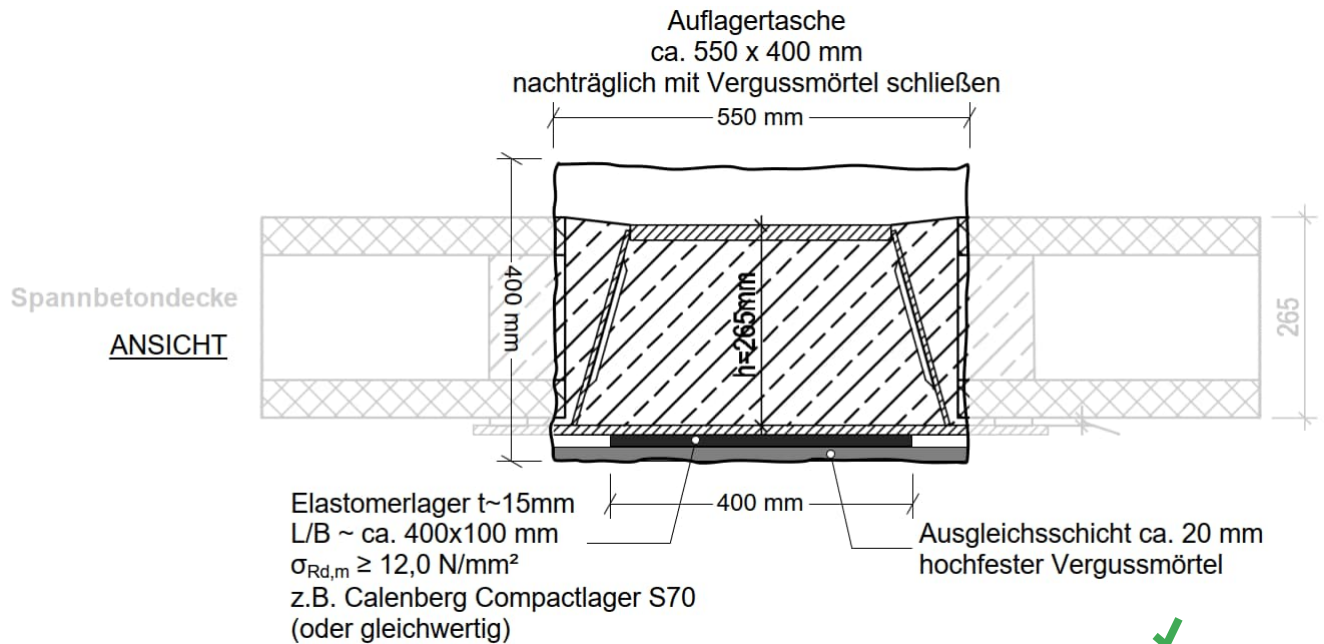
- mit
- $a_1 = 140 \text{ mm}$ (gewähltes Elastomerlager)
 - $a_2 = 35 \text{ mm}$ (Tab. 10.3: Beton < C30/37)
 - $a_3 = 20 \text{ mm}$ (angenommener Trägerüberstand)
 - $\Delta a_2 = 15 \text{ mm}$ (Tab. 10.5: $7200/1200 + 5 = 11 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$)
 - $\Delta a_3 = 2,9 \text{ mm}$ ($l_n / 2500 = 7200 / 2500 \sim 3 \text{ mm}$)

Vorhandene Auflagertiefe: $a = 210 \text{ mm}$ (Wanddicke abzgl.) ✓



→ Leitdetail siehe folgende Seite

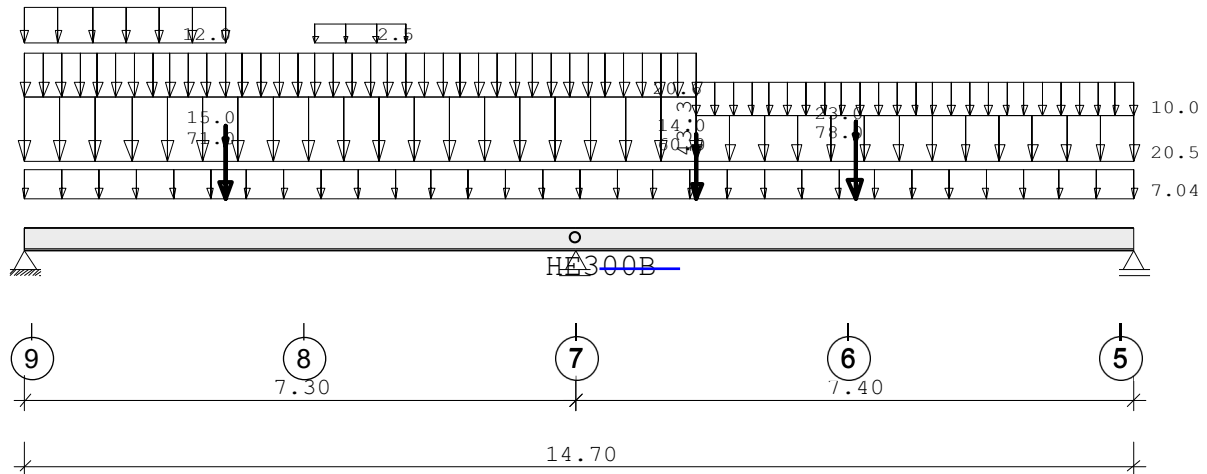
- Leitdetail Trägersauflager in der Bestandswand Achsen D1/9



Pos. 3.2.11 Deckenträger im 2.OG - Achsen D1/5-9

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 100



Stahlträger über 2 Felder S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Spannbeton-Hohlplattendecke als SlimFloor-Decke
Nur Last- und Schnittgrößenermittlung für die Trägerbemessung !

System	Länge	Querschnittswerte				
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)
1	7.300	konstant	1	25170.0	1678.0	1678.0
2	7.400	konstant	1	25170.0	1678.0	1678.0

Gelenke : in Feld 2 bei x = 0.000 m **Montagestoß (M=0)**

Trägerbezogene Lasten (kN,m)								
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			
Typ EG Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi	
1 B		7.040	0.000	1.000				G
4 B	0.000	43.320	20.600	1.000	0.000	8.900	G1/Q1	
4 B	0.000	20.500	10.000	1.000	8.900	5.800	G2/Q2	
4 B	0.000	2.500	0.000	1.000	3.850	1.200	G3	
2 B	0.000	71.000	15.000	1.000	2.650		3.2.18	
2 B	0.000	60.000	14.000	1.000	8.900		3.2.13	
2 B	0.000	78.000	23.000	1.000	11.000		3.2.12	
4 B	0.000	12.000	0.000	1.000	0.000	2.650	G6	

Einwirkungen:				
Nr	KI	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1
B	1	Büros	0.70	0.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	256.24	84.74	0.00	340.98	340.98	256.24
2	437.68	155.23	0.00	592.91	592.91	437.68
3	157.82	53.36	0.00	211.18	211.18	157.82
Summe:	851.74	293.34	0.00	1145.08	1145.08	851.74

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	$x_0 = 3.155$	861.96	0.00	0.00	473.04	-414.16
2	$x_0 = 3.700$	727.29	0.00	0.00	409.56	-293.10

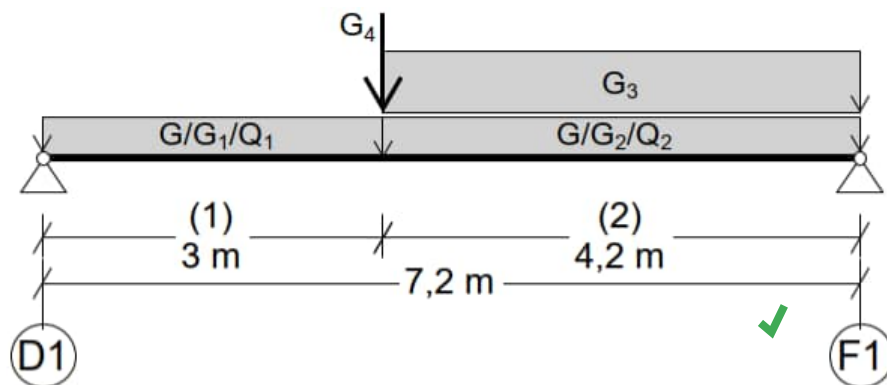
Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	473.04	473.04	256.24
2	0.00	0.00	-414.16	409.56	823.72	437.68
3	0.00	0.00	-293.09	0.00	293.10	157.82



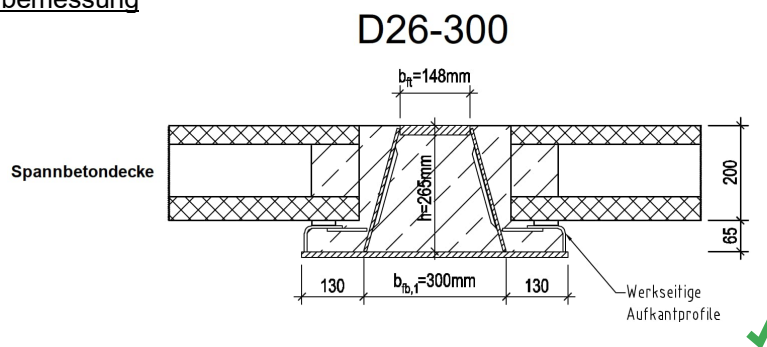
Pos. 3.2.12 Deckenträger im 2.OG – Achse D1-F1/6

1. Statisches System

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten
- Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
- Lasteinzugsbreite Deckenbereich (1) = $(3,00 + 2,00) / 2 = 2,50$ m
Lasteinzugsbreite Deckenbereich (2) = $3,00 / 2 = 1,50$ m

Einwirkende Lasten

		G	Q
• Eigengewicht:	$G \leq 0,56 \cdot 0,265 \cdot 25 + 1,30 \sim$	5,00	[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke (1):			
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (2,50 - 0,56) =$	6,21	[kN/m]
Ausbaulast (2,50 kN/m²)	$G = 2,50 \cdot 2,50 =$	6,25	[kN/m]
Nutzflächenlast (3,00 kN/m²)	$Q = 3,00 \cdot 2,50 =$		7,50 [kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	12,46 /	7,50 [kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke (2):			
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (1,50 - 0,56) =$	3,00	[kN/m]
Ausbaulast (2,50 kN/m²)	$G = 2,50 \cdot 1,50 =$	3,75	[kN/m]
Nutzflächenlast (3,00 kN/m²)	$Q = 3,00 \cdot 1,50 =$		4,50 [kN/m]
	$\Sigma G_2/Q_2 =$	6,75 /	4,50 [kN/m]



Einwirkende Lasten

		<u>G</u>	<u>Q</u>	
• Mauerwerkswand (d=17 ⁵ cm):	$G_3 = (0,17^5 \cdot 18 + 0,36) \cdot 3,40 \sim$	12,00	✓	[kN/m]
MW-Querwand (d=17 ⁵ cm):	$G_4 = 12,00 \cdot 2,00 / 2 =$	12,00	✓	[kN]

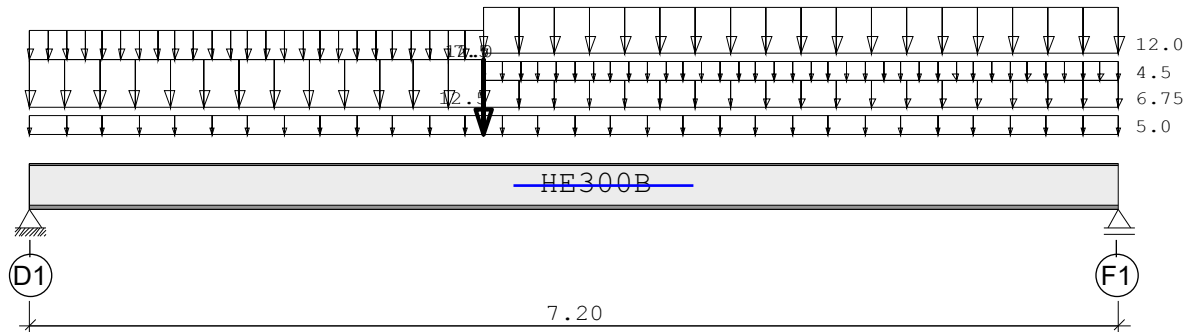
3. Last- und Schnittgrößenermittlung

→ Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Pos. 3.2.12 Deckenträger im 2.OG - Achsen D1-F1/6

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 50



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Spannbeton-Hohlplattendecke als SlimFloor-Decke
Nur Last- und Schnittgrößenermittlung für die Trägerbemessung !

System	Länge	Querschnittswerte				
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)
1	7.200	konstant	1	25170.0	1678.0	1678.0

Trägerbezogene Lasten (kN,m)								
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			
Typ EG Gr	VK	g _L /r	q _L /r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi	
1 B		5.000	0.000	1.000				G
4 B	0.000	12.500	7.500	1.000	0.000	3.000	G1/Q1	
4 B	0.000	6.750	4.500	1.000	3.000	4.200	G2/Q2	
4 B	0.000	12.000	0.000	1.000	3.000	4.200	G3	
2 B	0.000	12.000	0.000	1.000	3.000		G4	

Einwirkungen:						
Nr	KI	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	77.66	23.33	0.00	100.98	100.98	77.66
2	86.59	18.07	0.00	104.67	104.67	86.59
Summe:	164.25	41.40	0.00	205.65	205.65	164.25

Ergebnisse für γ -fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum						(kNm , kN)
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 3.490	267.18	0.00	0.00	139.82	-144.01



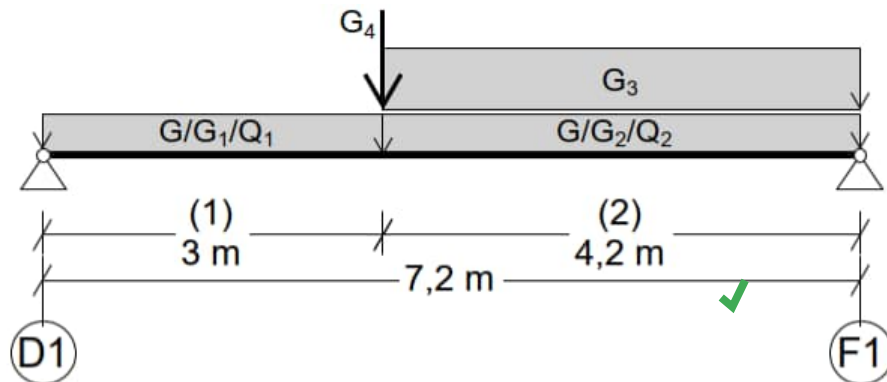
Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F
1		0.00	0.00	0.00	139.82	139.82
2		0.00	0.00	-144.01	0.00	144.01



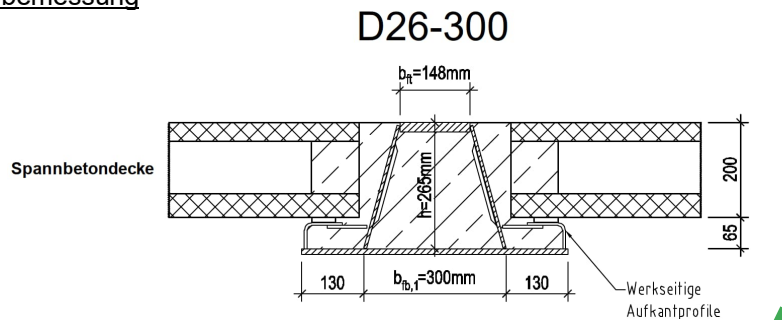
Pos. 3.2.13 Deckenträger im 2.OG – Achse D1-F1/6-7

1. Statisches System

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten
- Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
- Lasteinzugsbreite Deckenbereich (1) = $(2,00 + 1,20^*) / 2 = 1,60$ m
Lasteinzugsbreite Deckenbereich (2) $\sim 1,20 / 2 = 0,60$ m* ✓ (*Streichlast → ½ Plattenelementbreite)

Einwirkende Lasten

		G	Q
• Eigengewicht:	$G \leq 0,56 \cdot 0,26^5 \cdot 25 + 1,30 \sim$	5,00 ✓	[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke (1):			
Eigengewicht h=20 cm (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (1,00 - 0,28) =$	2,30	[kN/m]
Eigengewicht h=26 ⁵ cm (4,30 kN/m²)	$G = 4,30 \cdot (0,60 - 0,28) =$	1,38	[kN/m]
Ausbaulast (2,50 kN/m²)	$G = 2,50 \cdot 1,60 =$	4,00	[kN/m]
Nutzflächenlast (3,00 kN/m²)	$Q = 3,00 \cdot 1,60 =$	4,80	[kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 \sim$	7,70 /	4,80 [kN/m] ✓
• Spannbeton-Hohlplattendecke (2):			
Eigengewicht h=26 ⁵ cm (4,30 kN/m²)	$G = 4,30 \cdot (0,60 - 0,56) <$	0,50	[kN/m]
Ausbaulast (2,50 kN/m²)	$G = 2,50 \cdot 0,60 =$	1,50	[kN/m]
Nutzflächenlast (3,00 kN/m²)	$Q = 3,00 \cdot 0,60 =$	1,80	[kN/m]
	$\Sigma G_2/Q_2 =$	2,00 /	1,80 [kN/m] ✓



Einwirkende Lasten

		<u>G</u>	<u>Q</u>	
• Mauerwerkswand (d=17 ⁵ cm):	$G_3 = (0,17^5 \cdot 18 + 0,36) \cdot 3,40 \sim$	12,00	✓	[kN/m]
MW-Querwand (d=17 ⁵ cm):	$G_4 = 12,0 \cdot 2,00 / 2 =$	12,00	✓	[kN]

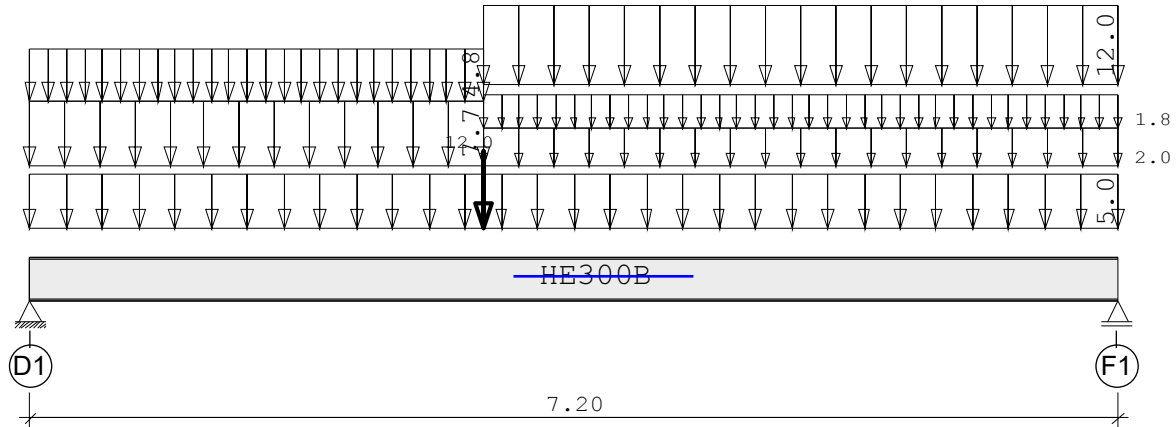
3. Last- und Schnittgrößenermittlung

→ Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Pos. 3.2.13 Deckenträger im 2.OG - Achsen D1-F1/6-7

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 50



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Spannbeton-Hohlplattendecke als SlimFloor-Decke
Nur Last- und Schnittgrößenermittlung für die Trägerbemessung !

System	Länge	Querschnittswerte			
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³) Wu (cm ³)
1	7.200	konstant	1	25170.0	1678.0 1678.0 HE300B

Trägerbezogene Lasten (kN,m)								
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			
Typ EG Gr	VK	g _{L/r}	q _{L/r}	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi	
1 B		5.000	0.000	1.000		G		
4 B	0.000	7.700	4.800	1.000	0.000 3.000	G1/Q1		
4 B	0.000	2.000	1.800	1.000	3.000 4.200	G2/Q2		
4 B	0.000	12.000	0.000	1.000	3.000 4.200	G3		
2 B	0.000	12.000	0.000	1.000	3.000	G4		

Einwirkungen:						
Nr	KI	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	60.44	13.61	0.00	74.04	74.04	60.44
2	69.46	8.35	0.00	77.82	77.82	69.46
Summe:	129.90	21.96	0.00	151.86	151.86	129.90

Ergebnisse für γ -fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

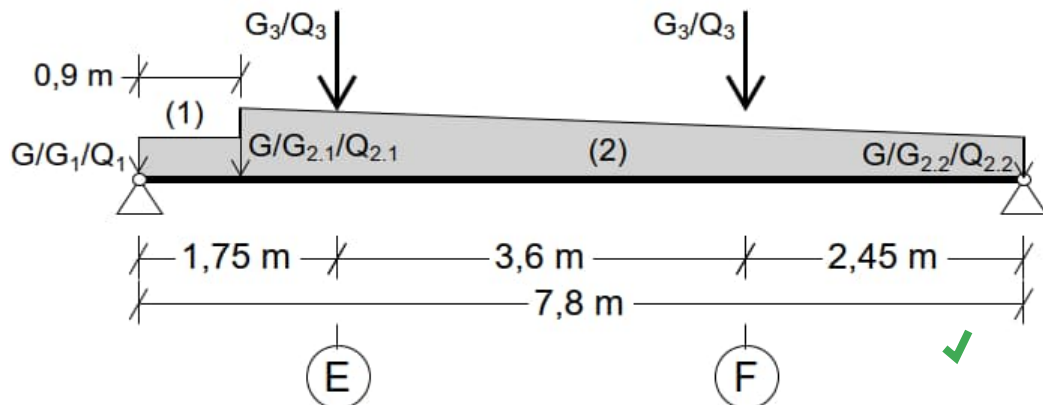
Feldmomente Maximum					(kNm , kN)	
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	$x_0 = 3.450$	199.31	0.00	0.00	102.00	-106.31

Stützmomente Maximum					(kNm , kN)	
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F
1		0.00	0.00	0.00	102.00	60.44
2		0.00	0.00	-106.31	0.00	69.46

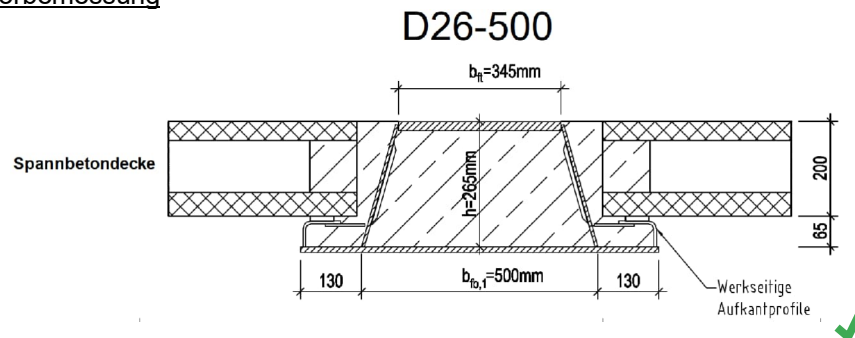
Pos. 3.2.14 Deckenträger im 2.OG – Achse D-G/3

1. Statisches System

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten
- Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
- Lasteinzugsbreite Deckenbereich (1) = $4,00 / 2 = 2,00$ m
- Lasteinzugsbreite Deckenbereich (2.1) = $4,60 / 2 = 2,30$ m
- Lasteinzugsbreite Deckenbereich (2.2) = $2,90 / 2 = 1,45$ m

Einwirkende Lasten

		G	Q	
• Eigengewicht:	$G \leq 0,76 \cdot 0,26^5 \cdot 25 + 2,00 =$	7,04		[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke (1):				
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (2,00 - 0,76 / 2) =$	5,18		[kN/m]
Ausbaulast (2,50 kN/m²)	$G = 2,50 \cdot 2,00 =$	5,00		[kN/m]
Nutzflächenlast (3,00 kN/m²)	$Q = 3,00 \cdot 2,00 =$		6,00	[kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 \sim$	10,20 /	6,00	[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke (2.1):				
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (2,30 - 0,76 / 2) =$	6,14		[kN/m]
Ausbaulast (2,50 kN/m²)	$G = 2,50 \cdot 2,30 =$	5,75		[kN/m]
Nutzflächenlast (3,00 kN/m²)	$Q = 3,00 \cdot 2,30 =$		6,90	[kN/m]
	$\Sigma G_{2.1}/Q_{2.1} \sim$	11,90 /	6,90	[kN/m]



Einwirkende Lasten

- Spannbeton-Hohlplattendecke (2.2):
Eigengewicht (3,20 kN/m²)
Ausbaulast (2,50 kN/m²)
Nutzflächenlast (3,00 kN/m²)

	G	Q	
$G = 3,20 \cdot (1,45 - 0,76 / 2) =$	3,42		[kN/m]
$G = 2,50 \cdot 1,45 =$	3,63		[kN/m]
$Q = 3,00 \cdot 1,45 =$		4,35	[kN/m]
$\Sigma G_{2.2}/Q_{2.2} =$	7,05 /	4,35	[kN/m] ✓
$G_3 Q_3 =$	122 /	48	[kN] ✓

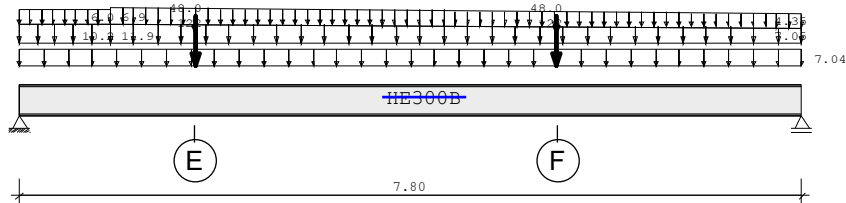
3. Last- und Schnittgrößenermittlung

→ Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Pos. 3.2.14 Deckenträger im 2.OG - Achsen D-G/3

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 75



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Spannbeton-Hohlplattendecke als SlimFloor-Decke
Nur Last- und Schnittgrößenermittlung für die Trägerbemessung !

System	Länge	Querschnittswerte			
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³) Wu (cm ³)
1	7.800	konstant	1	25170.0	1678.0 1678.0 HE300B

Trägerbezogene Lasten (kN,m)								
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			
Typ EG Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi	
1 B		7.040	0.000	1.000				G
4 B	0.000	10.200	6.000	1.000	0.000	0.900	G1/Q1	
		10.200	6.000					
4 B	0.000	11.900	6.900	1.000	0.900	6.900	G2/Q2	
		7.050	4.350					
2 B	0.000	122.000	48.000	1.000	1.750		3.2.5	
2 B	0.000	122.000	48.000	1.000	5.350		3.2.5	

Einwirkungen:						
Nr KI Bezeichnung			ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	200.44	75.86	0.00	276.30	276.30	200.44
2	173.03	64.35	0.00	237.38	237.38	173.03
Summe:	373.47	140.21	0.00	513.68	513.68	373.47

Ergebnisse für γ -fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm , kN)					
Feld	Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1 x0 = 4.470	740.11	0.00	0.00	384.38	-330.12

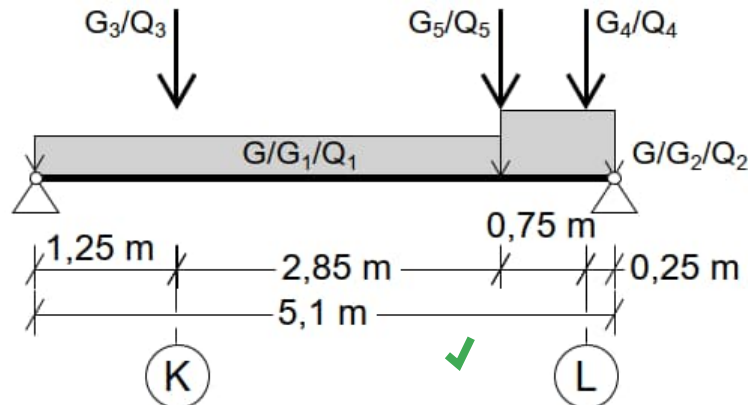
Stützmomente Maximum					(kNm , kN)	
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	384.38	384.38	200.44
2	0.00	0.00	-330.12	0.00	330.12	173.03



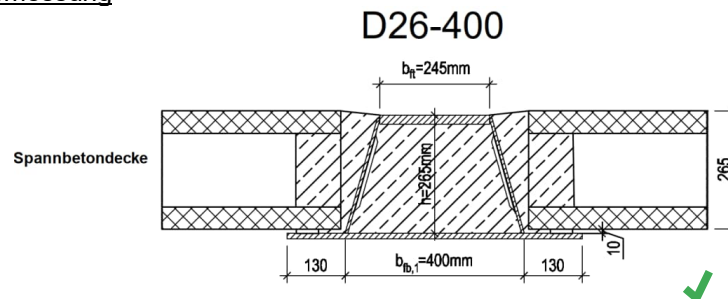
Pos. 3.2.15 Deckenträger im 2.OG – Achse ~J-L/3

1. Statisches System

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten
- Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
- Lasteinzugsbreite Deckenbereich = 1,20 m* ✓ (*Plattenelementbreite für Streichlast)

Einwirkende Lasten

		G	Q
• Eigengewicht:	$G \leq 0,66 \cdot 0,26^5 \cdot 25 + 0,70 \sim$	5,00 ✓	[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke (1):			
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (1,20 - 0,66) =$	1,73	[kN/m]
Ausbauast (2,50 kN/m²)	$G = 2,50 \cdot 1,20 =$	3,00	[kN/m]
Nutzflächenlast (3,00 kN/m²)	$Q = 3,00 \cdot 1,20 =$		3,60 [kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	4,73 /	3,60 [kN/m] ✓
• Spannbeton-Hohlplattendecke (2):			
Eigengewicht (4,30 kN/m²)	$G = 4,30 \cdot (1,20 - 0,66) =$	2,32	[kN/m]
Ausbauast (2,50 kN/m²)	$G = 2,50 \cdot 1,20 =$	3,00	[kN/m]
Nutzflächenlast (3,00 kN/m²)	$Q = 3,00 \cdot 1,20 =$		3,60 [kN/m]
	$\Sigma G_2/Q_2 =$	5,32 /	3,60 [kN/m] ✓



Einwirkende Lasten

- Aus Träger Pos. 3.2.5:
- Aus Träger Pos. 3.2.5.1:
- Aus Träger Pos. 3.2.9:

	G	Q	
$G_3/Q_3 =$	122 /	48 [kN]	✓
$G_4/Q_4 \leq$	5 /	15 [kN]	✓
$G_5/Q_5 =$	70 /	45 [kN]	✓

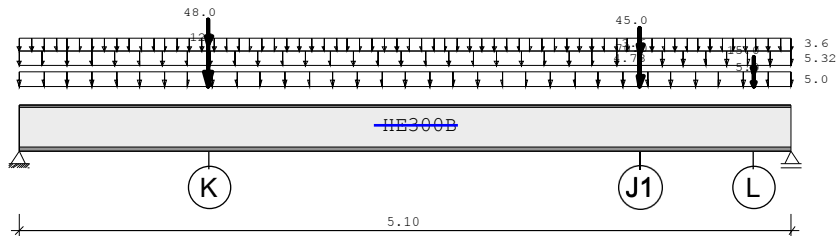
3. Last- und Schnittgrößenermittlung

→ Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Pos. 3.2.15 Deckenträger im 2.OG - Achsen ~J-L/3

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 50



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Spannbeton-Hohlplattendecke als SlimFloor-Decke
Nur Last- und Schnittgrößenermittlung für die Trägerbemessung !

System	Länge	Querschnittswerte				
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)
1	5.100	konstant	1	25170.0	1678.0	1678.0

Trägerbezogene Lasten (kN,m)								
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			
Typ	EG	Gr	VK	g _{l/r}	q _{l/r}	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS Phi
1	B			5.000	0.000	1.000		G
4	B		0.000	4.730	3.600	1.000	0.000 4.100	G1/Q1
4	B		0.000	5.320	3.600	1.000	4.100 1.000	G2/Q2
2	B		0.000	122.000	48.000	1.000	1.250	3.2.5
2	B		0.000	5.000	15.000	1.000	4.850	3.2.5.1
2	B		0.000	70.000	45.000	1.000	4.100	3.2.9

Einwirkungen:					
Nr	Kl	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	130.94	54.97	0.00	185.91	185.91	130.94
2	116.28	71.39	0.00	187.66	187.66	116.28
Summe:	247.21	126.36	0.00	373.57	373.57	247.21

Ergebnisse für γ -fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm, kN)					
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li
1	x0 = 1.251	309.55	0.00	0.00	259.23

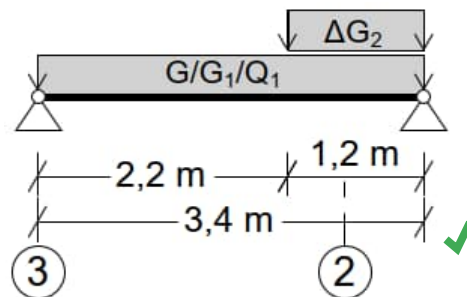
Stützmomente Maximum					(kNm , kN)	
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	259.23	259.23	130.94
2	0.00	0.00	-264.05	0.00	264.05	116.28



Pos. 3.2.16 Deckenträger im 2.OG – Achse D+H/~2-3

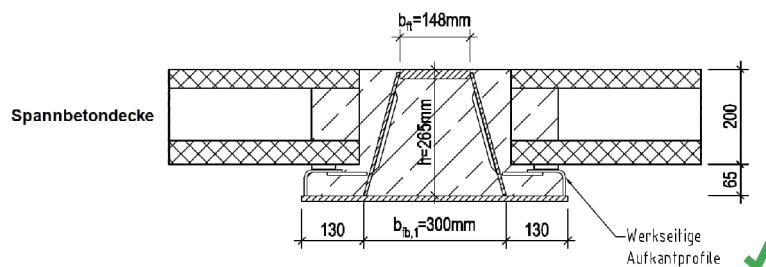
1. Statisches System

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten
- Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung

D26-300



2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
- Lasteinzugsbreite Decke = $(3,60 + 3,60) / 2 = 3,60 \text{ m}$ ✓

Einwirkende Lasten

		G	Q
• Eigengewicht:	$G \leq 0,56 \cdot 0,26^5 \cdot 25 + 1,30 \sim$	5,00 ✓	[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke:			
Eigengewicht (3,20 kN/m²)	$G = 3,20 \cdot (3,60 - 0,56) = 3,20 \cdot 3,04 =$	9,73	[kN/m]
Ausbaulast (2,50 kN/m²)	$G = 2,50 \cdot 3,60 =$	9,00	[kN/m]
Nutzflächenlast (3,00 kN/m²)	$Q = 3,00 \cdot 3,60 =$		10,80 [kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	18,73 /	10,80 [kN/m] ✓
• Massivplatte (h=20 cm):	$\Delta G_2 = 0,20 \cdot 25 \cdot 3,04 - 9,73 =$	5,47 ✓	[kN/m]

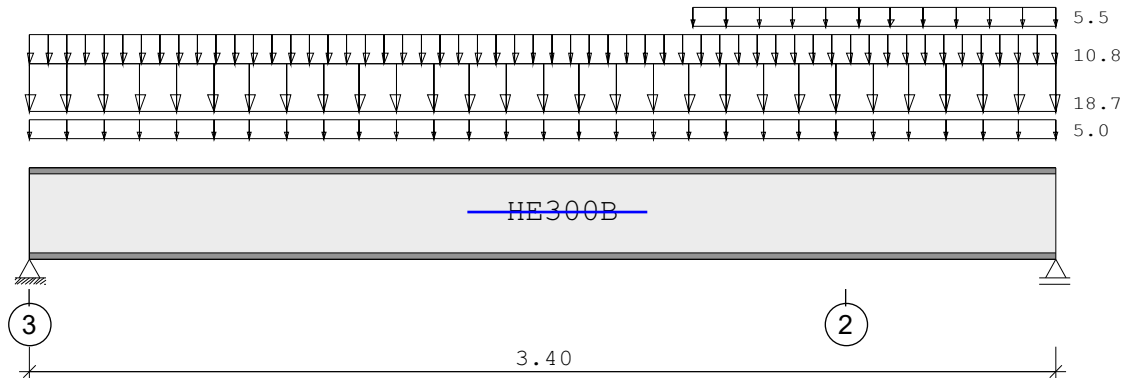
3. Last- und Schnittgrößenermittlung

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Pos. 3.2.16 Deckenträger im 2.OG - Achsen D+H/~2-3

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 25



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Spannbeton-Hohlplattendecke als SlimFloor-Decke
Nur Last- und Schnittgrößenermittlung für die Trägerbemessung

System	Länge	Querschnittswerte				
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)
1	3.400	konstant	1	25170.0	1678.0	1678.0

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
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		
Typ EG Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		5.000	0.000	1.000			G
1 B		18.730	10.800	1.000		G1/Q1	
4 B	0.000	5.500	0.000	1.000	2.200 1.200	G2	
		5.500	0.000				

Einwirkungen:						
Nr	Kl	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	41.51	18.36	0.00	59.87	59.87	41.51
2	45.78	18.36	0.00	64.14	64.14	45.78
Summe:	87.28	36.72	0.00	124.00	124.00	87.28

Ergebnisse für γ -fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum						(kNm , kN)
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 1.730	72.40	0.00	0.00	83.57	-89.34



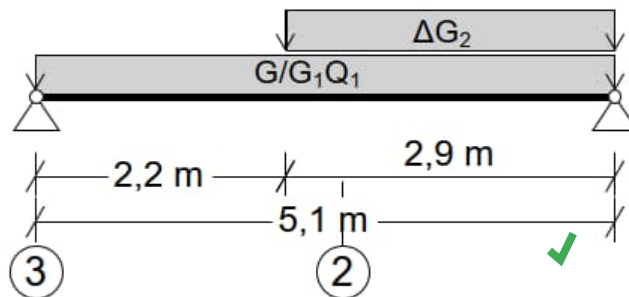
Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F
1		0.00	0.00	0.00	83.57	83.57
2		0.00	0.00	-89.34	0.00	89.34



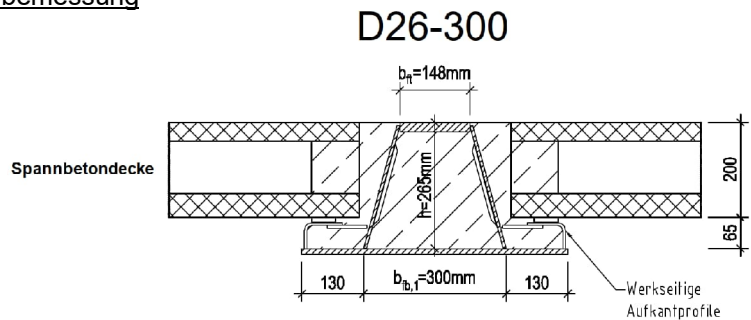
Pos. 3.2.17 Deckenträger im 2.OG – Achse G/1-3

1. Statisches System

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten
- Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
- Lasteinzugsbreite Decke = $(3,60 + 3,60) / 2 = 3,60 \text{ m}$

Einwirkende Lasten

		G	Q
• Eigengewicht:	$G \leq 0,56 \cdot 0,26^5 \cdot 25 + 1,30 \sim$	5,00	[kN/m]
• Spannbeton-Hohlplattendecke:			
Eigengewicht (3,20 kN/m ²)	$G = 3,20 \cdot (3,60 - 0,56) = 3,20 \cdot 3,04 =$	9,73	[kN/m]
Ausbaulast (2,50 kN/m ²)	$G = 2,50 \cdot 3,60 =$	9,00	[kN/m]
Nutzflächenlast (3,00 kN/m ²)	$Q = 3,00 \cdot 3,60 =$		10,80 [kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	18,73 /	10,80 [kN/m]
• Massivplatte (h=20 cm):	$\Delta G_2 = 0,20 \cdot 25 \cdot 3,04 - 9,73 =$	5,47	[kN/m]

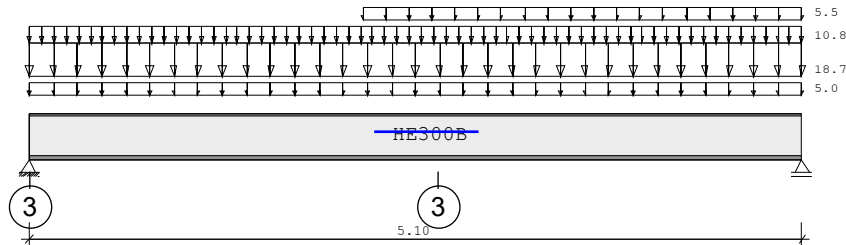
3. Last- und Schnittgrößenermittlung

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Pos. 3.2.17 Deckenträger 2.OG - Achsen G/1-3

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 50



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Spannbeton-Hohlplattendecke als SlimFloor-Decke
Nur Last- und Schnittgrößenermittlung für die Trägerbemessung !

System	Länge	Querschnittswerte			
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³) Wu (cm ³)
1	5.100	konstant	1	25170.0	1678.0 1678.0 HE300B

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
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			
Typ EG Gr	VK	g _{l/r}	q _{l/r}	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		5.000	0.000	1.000			G
1 B		18.730	10.800	1.000		G1/Q1	
4 B	0.000	5.500	0.000	1.000	2.200 2.900	G2	
		5.500	0.000				

Einwirkungen:				ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂	γ
Nr	Kl	Bezeichnung					
B 1	Büros			0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgekategorie CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	65.05	27.54	0.00	92.59	92.59	65.05
2	71.93	27.54	0.00	99.47	99.47	71.93
Summe:	136.97	55.08	0.00	192.05	192.05	136.97

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm, kN)					
Feld		M _{fd}	M _{dli}	M _{dre}	V _{li} V _{re}
1	x ₀ = 2.610	172.09	0.00	0.00	129.12 -138.41

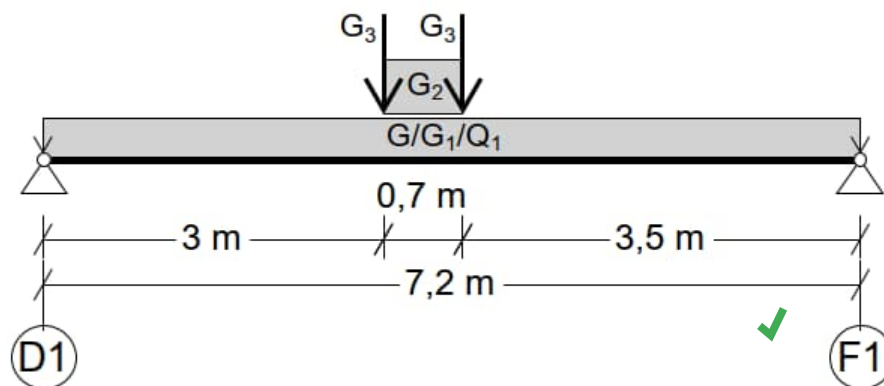
Stützmomente Maximum					(kNm , kN)	
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	129.12	129.12	65.05
2	0.00	0.00	-138.41	0.00	138.41	71.93



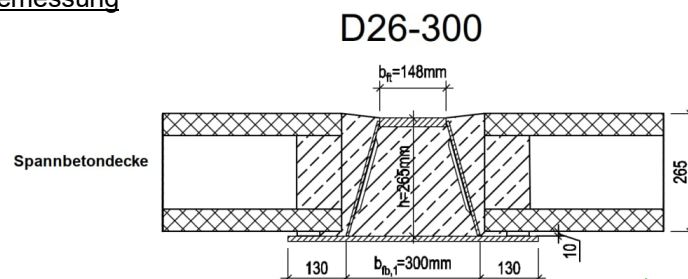
Pos. 3.2.18 Deckenträger im 2.OG – Achse D1-F1/8-9

1. Statisches System

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten
- Im Rahmen dieser Genehmigungsstatik erfolgt für die Träger des gewählten SlimFloor-Deckensystems zunächst nur eine Last- und Schnittgrößenermittlung der deckengleichen Träger, als Grundlage für die statischen Nachweise der lastweiterleitenden Bauteile sowie die spätere Bemessung der Deltabeam®-Verbundträger. Die statischen Nachweise und die Bemessung der Verbundträger werden durch die ausführende Firma bzw. den Hersteller im Rahmen der Werk- und Montageplanung geführt.



Trägerprofil aus Vorbemessung



2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen
- Lasteinzugsbreite Deckenbereich (1) = $2,65 / 2 = 1,60$ m
Lasteinzugsbreite Deckenbereich (2) $\sim 1,20 / 2 = 0,60$ m* (*Streichlast $\rightarrow \frac{1}{2}$ Plattenelementbreite)

Einwirkende Lasten

		G	Q
• Eigengewicht:	$G \leq 0,56 \cdot 0,265 \cdot 25 + 1,30 \sim$	5,00 ✓	[kN/m]
• Massiv-/Stahlbetonplatte:			
Eigengewicht $h=20$ cm	$G = 0,20 \cdot 25 \cdot (2,65 - 0,56/2) / 2 =$	5,93	[kN/m]
Ausbaulast (2,50 kN/m²)	$G = 2,50 \cdot 2,65 / 2 =$	3,31	[kN/m]
Nutzflächenlast (3,00 kN/m²)	$Q = 3,00 \cdot 2,65 / 2 =$	4,00	[kN/m]
	$\Sigma G_1/Q_1 =$	9,24 /	4,00 [kN/m] ✓
• MW-Wände ($d=17^5$ cm, $3,20$ kN/m², $H=3,40$ m):	$G_2 = 3,20 \cdot 3,40 \sim$	10,90 ✓	[kN/m]
MW-Querwände ($d=17^5$ cm):	$G_3 = 10,90 \cdot 2,65 / 2 \sim$	14,50 ✓	[kN]

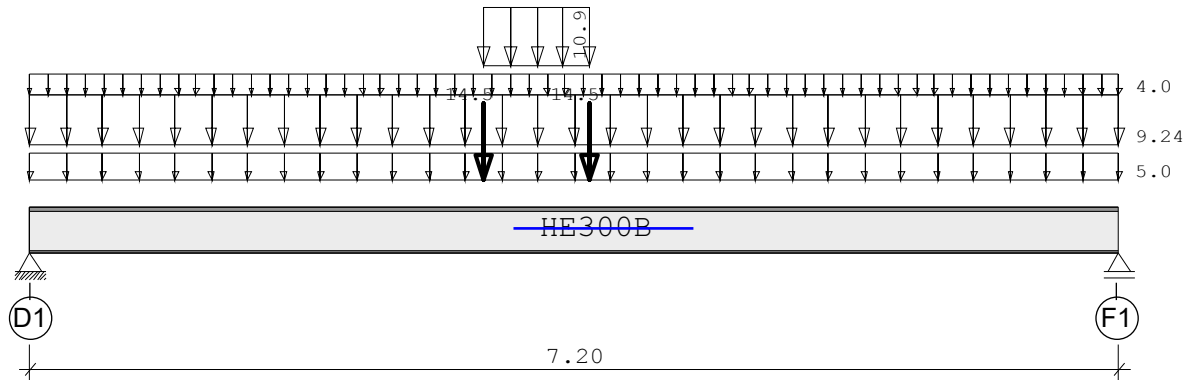
3. Last- und Schnittgrößenermittlung

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Pos. 3.2.18 Deckenträger im 2.OG - Achsen D1-F1/8-9

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 50



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Spannbeton-Hohlplattendecke als SlimFloor-Decke
Nur Last- und Schnittgrößenermittlung für die Trägerbemessung !

System	Länge	Querschnittswerte
Feld	L (m)	QNr. I (cm ⁴) Wo (cm ³) Wu (cm ³)
1	7.200 konstant	1 25170.0 1678.0 1678.0 HE300B

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
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			
Typ EG Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		5.000	0.000	1.000			G
1 B		9.240	4.000	1.000		G1/Q1	
4 B	0.000	10.900	0.000	1.000	3.000 0.700	G2	
		10.900	0.000				
2 B	0.000	14.500	0.000	1.000	3.000	G3	
2 B	0.000	14.500	0.000	1.000	3.700	G3	

Einwirkungen:					ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
Nr	Kl	Bezeichnung						
B	1	Büros			0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	70.85	14.40	0.00	85.25	85.25	70.85
2	68.31	14.40	0.00	82.71	82.71	68.31
Summe:	139.16	28.80	0.00	167.96	167.96	139.16

Ergebnisse für γ -fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

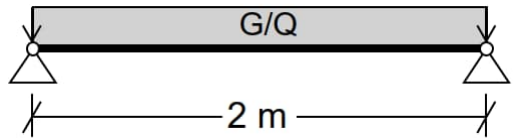
Feldmomente Maximum						(kNm , kN)
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 3.550	244.30	0.00	0.00	117.25	-113.81



Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F
1		0.00	0.00	0.00	117.25	117.25
2		0.00	0.00	-113.81	0.00	113.81

Pos. 3.2.19 Mauerwerksabfangung am TGA-Schacht im 2.OG – Achse D1-F1/6-7

1. Statisches System



2. Belastung

→ Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen

Einwirkende Lasten

		G	Q	
• Eigengewicht:	$G <$	0,50	✓	[kN/m]
• MW-Wand (d=17 ⁵ cm, H=3,40m):	$G = (0,175 \cdot 18 + 0,36) \cdot 3,40 <$	12,00	✓	[kN/m]

3. Schnittgrößen und Bemessung

- Gewählt: HEA 180 (S235) ✓

Biegemoment (GZT): $M_{yd} = 1,35 \cdot 12,50 \cdot 2,00^2 / 8 \sim 8,5 \text{ kNm}$ ✓

erf. $W_y = M_{yd} / \sigma_{Rd} = 8,5 \cdot 10^2 / 23,5 = 36,2 \text{ cm}^3 < 294 \text{ cm}^3 = \text{vorh. } W_y$ ✓

$\sigma_d = 8,5 \cdot 10^2 / 294 \cdot 10 = 28,9 \text{ N/mm}^2 < 235 \text{ N/mm}^2$ ($\eta = 12 \%$) ✓

Querkraft (GZT): $V_{Ed} = 12,5 \cdot 1,35 \cdot 2,00 / 2 = 16,9 \text{ kN} \rightarrow \text{gering (o.w.N.)}$ ✓

Verformung (GZG): $w_{max} = q \cdot L^4 / (76,8 \cdot EI) = 12,5 \cdot 10^{-2} \cdot 200^4 / (76,8 \cdot 21000 \cdot 2510) = 0,05 \text{ cm}$ ✓

Pos. 3.0.1 Stahlbetondecke h=28 cm über EG – Achse B1-D1/9-10

1. Statisches System

→ Siehe FEM-Berechnung folgende Seiten

Für die statischen Nachweise im Rahmen der Bemessung des neuen Deckenbereiches, als Erweiterung der vorhandenen Dachdecke über dem Treppenhaus, wird für die Bemessung auf der sicheren Seite liegend entlang der Arbeitsfuge ein „freier“ Deckenrand angenommen, ohne Übertragung von Biegemomenten und Querkraften. Tatsächlich wird der neue Deckenbereich über eingeklebte Anschlussbewehrung konstruktiv an die Bestandsdecke angeschlossen, um Verformungsdifferenzen zu vermeiden. ✓

Baustoffe

- Betonfestigkeit: C 25/30
- Expositionsklassen: XC1, WO (Innenbauteil)
- Zulässige Rissbreiten: $w_k = 0,40 \text{ mm}$ ((Innenbauteil))
- Betondeckung: $c_{\text{nom}} = 35 \text{ mm}$
- Bewehrung: B500 A oder B ✓

2. Belastung

→ Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen

Einwirkende Lasten

		G	Q	
• Eigengewicht:	→ wird programmintern generiert	$G = 7,00$ ✓		[kN/m²]
• Ausbau- und Nutzflächenlasten:		$G_1 / Q_1 = 2,50 /$	5,00	[kN/m²] ✓
• Geländer:		$G_2 \leq 1,50$ ✓		[kN/m]
• Treppenläufe (Bestand):		$G_3 / Q_3 = 18,00 /$	10,20	[kN/m] ✓

Eingabelastfälle

LF1	Ständige Lasten (Eigengewicht der Konstruktion) G
LF2	Ständige Lasten (Ausbaulasten) G_1, G_2, G_3
LF3 bis LF5	Veränderliche Lasten (Nutzlasten) Q_1, Q_3 ✓

Ergebnislastfälle

LF 1001	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ($E_{d, \text{perm}}$) im Zustand II (gerissen)
LF 1400 ff.	Einwirkungskombination Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) Zustand I
LF 2100 ff.	Einwirkungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)
LF 3100 ff.	Lastfallüberlagerung Summe der ständigen Lasten G_k
LF 4100 ff.	Lastfallüberlagerung Summe der veränderlichen Lasten Q_k ✓

3. Schnittgrößen und Bemessung

Auflagerkräfte und Deckenverformungen

→ Siehe Ausgabe der FEM-Berechnung folgende Seiten

Biegebemessung

→ Siehe FEM-Berechnung folgende Seiten

- Grundbewehrung: $\varnothing 12/15 \#$ obere + unter Lage (7,54 cm²/m) ✓
- Bewehrungszulagen: → siehe Ausgabe der FEM-Berechnung folgende Seiten

Nachweis zur Begrenzung der Rissbreite infolge Hydratation

→ Siehe gesonderte Berechnung Abschnitt „Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite“

- Grundbewehrung $\varnothing 12/15 \#$: $w_k = 0,40 \text{ mm} = w_{k,zul}$ (h = 28 cm / XC1) ✓

Querkraftbemessung (Decke h = 28 cm)

- Aufnehmbare Querkraft ohne Querkraftbewehrung (DIN EN 1992-1-1/NA, 6.2.2) für d = 23 cm:

Bewehrungsgrad: $\rho_l = A_{sl} / d = 7,54 / 23 = 0,33 \%$ < 2,0 %

Beiwert: $k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/230} = 1,93$ < 2,0

→ $v_{min} = (0,0525/\gamma_c) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = (0,0525/1,5) \cdot 1,93^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,469$

(Gl. 6.2a): $v_{Rd,c} = 0,15/1,5 \cdot 1,93 \cdot (0,33 \cdot 25)^{1/3} \cdot 1,00 \cdot 0,23 \cdot 10^3 = 90 \text{ kN/m}$

(Gl. 6.2b): $v_{Rd,c} = 0,469 \cdot 1,00 \cdot 0,23 \cdot 10^3 \sim \mathbf{108 \text{ kN/m}}$ (Mindestwert maßgebend) ✓

→ Querkraftbewehrung siehe Ausgabe der FEM-Berechnung folgende Seiten

Nachweise der Tragfähigkeit gegen Durchstanzen

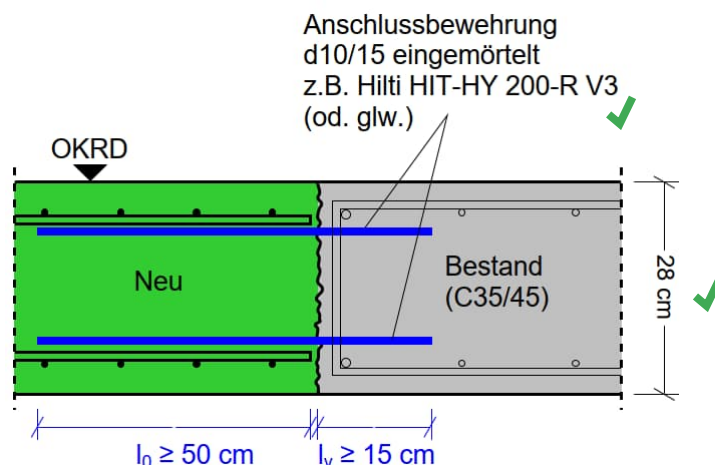
→ Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Konstruktiver Anschluss zur Bestandsdecke

- Gewählt: $\varnothing 10/15$ obere + unter Lage
stirnseitig entlang des Bestandsdeckenrandes eingemörtelt

z.B. Hilti HIT-HY 200-R V3 (od. glw.) ✓

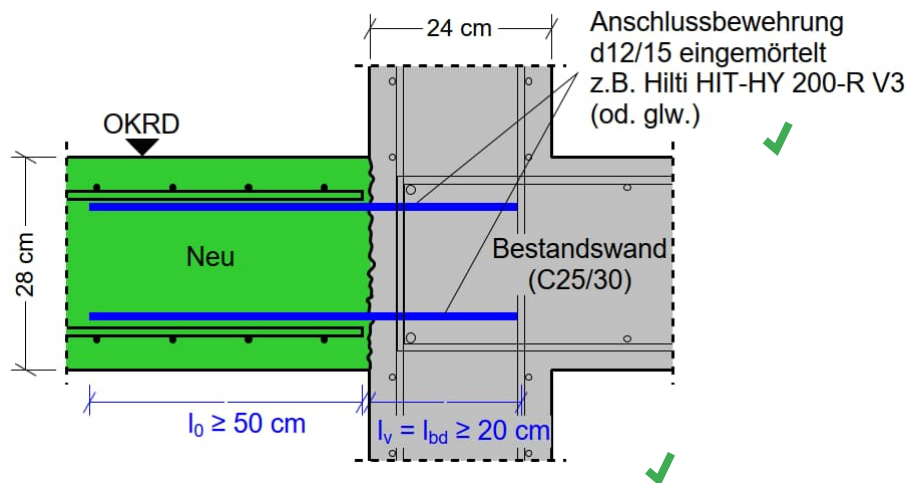
Die Anschlussfuge ist vor dem Betonieren aufzurauen (Zuschlagstoffe freilegen) und vorzunässen.



Auflager / Anschluss zur Bestandswand in Achse 9

- Auflagerkraft (gemittelt): $F_d \sim (1,35 \cdot 74 + 1,50 \cdot 38) / 2 \leq 80 \text{ kN/m}$ ✓
- Gewählt: $\varnothing 12/15$ obere + unter Lage eingemörtelt
z.B. Hilti HIT-HY 200-R V3 (od. glw.) ✓
→ Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Die Anschlussfuge ist vor dem Betonieren aufzurauen (Zuschlagstoffe freilegen) und vorzunässen.



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Materialien

Norm

EuroNorm: DIN EN 1992-1-1:2004 (NA:2013) Stahlbeton- und Spannbetontragwerke (Germany) V 2023

EuroNorm: DIN EN 1996-1-1:2005 (NA:2019) Mauerwerksbauten

Schneelastzone : 1

Materialien

Mat	Materialbezeichnung
1	C 35/45 N (EN 1992)
2	B 500 A (EN 1992)
3	C 25/30 N (EN 1992)
4	KS(NA.6) 12 IIa (EN 1996)



Mat 1 C 35/45 N (EN 1992)

Elastizitätsmodul	E	34077	[MPa]	Materialsicherheit	1.50	[-]
Querdehnzahl	μ	0.20	[-]	Rechenfestigkeit ¹	f _c	29.75 [MPa]
Schubmodul	G	14199	[MPa]	Nennfestigkeit	f _{ck}	35.00 [MPa]
Kompressionsmodul	K	18932	[MPa]	Zugfestigkeit	f _{ctm}	3.21 [MPa]
Nominelle Wichte	γ	25.0	[kN/m3]	Zugfestigkeit	f _{ctk,05}	2.25 [MPa]
Rohdichte	ρ	2400.0	[kg/m3]	Zugfestigkeit	f _{ctk,95}	4.17 [MPa]
Ausdehnungskoeffizient	α	1.00E-05	[1/K]	Verbundspannung	f _{bd}	3.37 [MPa]
				Gebrauchsfestigkeit	f _{cm}	43.00 [MPa]
				Ermüdungsfestigkeit	f _{cd,fat}	17.06 [MPa]
				Zugfestigkeit	f _{ctd}	1.27 [MPa]
				Zugbruchenergie	G _f	0.14 [N/mm]

¹ f_c = f_{ck} * α -cc

Arbeitslinie Gebrauchszustand	ϵ [o/oo]	σ -m[MPa]	E-t[MPa]
wird nur innerhalb des definierten	0.000	0.00	35781
Dehnungsbereichs angewendet	-0.562	-17.99	28179
	-1.123	-31.50	19765
	-1.685	-40.02	10420
	-2.246	-43.00	0
	-3.500	-26.18	-28065
	Materialsicherheit		1.50

Arbeitslinie Bruchzustand	ϵ [o/oo]	σ -u[MPa]	E-t[MPa]
wird nur innerhalb des definierten	0.000	0.00	29750
Dehnungsbereichs angewendet	-2.000	-29.75	0
	-3.500	-29.75	0
	Materialsicherheit		1.50

Arbeitslinie rechner.Mittelwerte	ϵ [o/oo]	σ -r[MPa]	E-t[MPa]
wird nur innerhalb des definierten	0.000	0.00	35781
Dehnungsbereichs angewendet	-0.562	-12.31	12892
	-1.123	-17.10	5273
	-1.685	-18.98	1837
	-2.246	-19.45	0
	-3.500	-18.05	-1929
	Materialsicherheit		(1.30)

Mat 2 B 500 A (EN 1992)

Elastizitätsmodul	E	200000	[MPa]	Materialsicherheit	1.15	[-]
Querdehnzahl	μ	0.30	[-]	Fließgrenze	f _y	500.00 [MPa]
Schubmodul	G	76923	[MPa]	Druckfließgrenze	f _{yc}	500.00 [MPa]
Kompressionsmodul	K	166667	[MPa]	Zugfestigkeit	f _t	525.00 [MPa]
Nominelle Wichte	γ	78.5	[kN/m3]	Druckfestigkeit	f _c	525.00 [MPa]
Rohdichte	ρ	7850.0	[kg/m3]	Bruchdehnung		25.00 [o/oo]
Ausdehnungskoeffizient	α	1.20E-05	[1/K]	Verbundwert relativ		1.00 [-]
max. Erzeugnisdicke	t-max	32.00	[mm]	Verbundwert k ₁ (EN1992)	k ₁	0.80 [-]
				Verfestigungsmodul	E _h	0.00 [MPa]
				Proportionalitätsgrenzefp		500.00 [MPa]



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Materialien

Mat 2 B 500 A (EN 1992)

		Proportionalitätsgrenzefp	500.00	[MPa]
		Schwingbreite σ -dyn	152.17	[MPa]

Arbeitslinie Gebrauchszustand	ϵ [o/oo]	σ -m[MPa]	E-t[MPa]
wird außerhalb des definierten	1000.000	525.00	0
Dehnungsbereichs fortgesetzt	25.000	525.00	0
	2.500	500.00	1111
	0.000	0.00	200000
	-2.500	-500.00	1111
	-25.000	-525.00	0
	-1000.000	-525.00	0
Materialsicherheit			1.15

Arbeitslinie Bruchzustand	ϵ [o/oo]	σ -u[MPa]	E-t[MPa]
wird außerhalb des definierten	1000.000	456.52	0
Dehnungsbereichs fortgesetzt	25.000	456.52	0
	2.174	434.78	952
	0.000	0.00	200000
	-2.174	-434.78	952
	-25.000	-456.52	0
	-1000.000	-456.52	0
Materialsicherheit			(1.15)

Arbeitslinie rechner.Mittelwerte	ϵ [o/oo]	σ -r[MPa]	E-t[MPa]
wird außerhalb des definierten	1000.000	444.23	0
Dehnungsbereichs fortgesetzt	25.000	444.23	0
	2.115	423.08	924
	0.000	0.00	200000
	-2.115	-423.08	924
	-25.000	-444.23	0
	-1000.000	-444.23	0
Materialsicherheit			(1.30)

Mat 3 C 25/30 N (EN 1992)

Elastizitätsmodul	E	31476	[MPa]	Materialsicherheit	1.50	[-]
Querdehnzahl	μ	0.20	[-]	Rechenfestigkeit ¹	fc	21.25 [MPa]
Schubmodul	G	13115	[MPa]	Nennfestigkeit	fck	25.00 [MPa]
Kompressionsmodul	K	17487	[MPa]	Zugfestigkeit	fctm	2.56 [MPa]
Nominelle Wichte	γ	25.0	[kN/m3]	Zugfestigkeit	fctk,05	1.80 [MPa]
Rohdichte	ρ	2400.0	[kg/m3]	Zugfestigkeit	fctk,95	3.33 [MPa]
Ausdehnungskoeffizient	α	1.00E-05	[1/K]	Verbundspannung	fbd	2.69 [MPa]
				Gebrauchsfestigkeit	fcm	33.00 [MPa]
				Ermüdungsfestigkeit	fcd,fat	12.75 [MPa]
				Zugfestigkeit	fctd	1.02 [MPa]
				Zugbruchenergie	Gf	0.14 [N/mm]

¹ $f_c = f_{ck} * \alpha_{cc}$

Arbeitslinie Gebrauchszustand	ϵ [o/oo]	σ -m[MPa]	E-t[MPa]
wird nur innerhalb des definierten	0.000	0.00	33050
Dehnungsbereichs angewendet	-0.517	-14.77	24122
	-1.035	-25.04	15658
	-1.552	-31.04	7627
	-2.069	-33.00	0
	-3.500	-18.95	-19203
Materialsicherheit			1.50

Arbeitslinie Bruchzustand	ϵ [o/oo]	σ -u[MPa]	E-t[MPa]
wird nur innerhalb des definierten	0.000	0.00	21250
Dehnungsbereichs angewendet	-2.000	-21.25	0
	-3.500	-21.25	0

21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
 Materialien

Arbeitslinie Bruchzustand	ϵ [o/oo]	σ -u[MPa]	E-t[MPa]
	-3.500	-21.25	0
	Materialsicherheit		1.50

Arbeitslinie rechner.Mittelwerte	ϵ [o/oo]	σ -r[MPa]	E-t[MPa]
wird nur innerhalb des definierten	0.000	0.00	33050
Dehnungsbereichs angewendet	-0.517	-9.38	9505
	-1.035	-12.48	3538
	-1.552	-13.62	1172
	-2.069	-13.89	0
	-3.500	-12.78	-1297
	Materialsicherheit		(1.30)



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Berechnung von Schnittkräften

Lastfall 1 (G) Eigengewicht

Faktor P und M Lasten		1.000
Faktor Eigengewicht	EG-ZZ	1.000
Teilsicherheitsbeiwert ungünstig		1.350
Teilsicherheitsbeiwert günstig		1.000
Kombinationsbeiwert	ψ_0	1.000 (selten)
Kombinationsbeiwert	ψ_{1inf}	1.000 (nicht-häufig)
Kombinationsbeiwert	ψ_1	1.000 (häufig)
Kombinationsbeiwert	ψ_2	1.000 (quasi-ständig)

Lastfall 2 (G) Ständige Lasten G

Faktor P und M Lasten		1.000
Teilsicherheitsbeiwert ungünstig		1.350
Teilsicherheitsbeiwert günstig		1.000
Kombinationsbeiwert	ψ_0	1.000 (selten)
Kombinationsbeiwert	ψ_{1inf}	1.000 (nicht-häufig)
Kombinationsbeiwert	ψ_1	1.000 (häufig)
Kombinationsbeiwert	ψ_2	1.000 (quasi-ständig)

Lastfall 3 (Q_B) Veränderliche Last Q

Faktor P und M Lasten		1.000
Teilsicherheitsbeiwert ungünstig		1.500
Teilsicherheitsbeiwert günstig		0.000
Kombinationsbeiwert	ψ_0	0.700 (selten)
Kombinationsbeiwert	ψ_{1inf}	1.000 (nicht-häufig)
Kombinationsbeiwert	ψ_1	0.500 (häufig)
Kombinationsbeiwert	ψ_2	0.300 (quasi-ständig)

Summe der Lasten

Lastfall	$\Sigma(\text{Lasten})$			Bezeichnung
	X[kN]	Y[kN]	Z[kN]	
1	0.0	0.0	274.8	Eigengewicht
2	0.0	0.0	163.2	Ständige Lasten G
3	0.0	0.0	230.7	Veränderliche Last Q

Summe der Auflagerkräfte und Lasten

Lastfall	$\Sigma(\text{Reaktionen})$			Bezeichnung
	X[kN]	Y[kN]	Z[kN]	
	$\Sigma(\text{Lasten})$			
1	0.0	0.0	-274.8	Eigengewicht
	0.0	0.0	274.8	
2	0.0	0.0	-163.2	Ständige Lasten G
	0.0	0.0	163.2	
3	0.0	0.0	-230.7	Veränderliche Last Q
	0.0	0.0	230.7	



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus

Norm

EuroNorm: DIN EN 1990:2002 (NA:2012) Grundlagen der Tragwerksplanung (Germany) V 2023

Kombinationsvorschrift Nummer 1

Summe G (char.)

Lastfallauswahl

Nummer	Fakt	Typ	Bezeichnung
1	1.00	PERM	Eigengewicht
2	1.00	PERM	Ständige Lasten G
Fakt Faktor für Lastfall			
Typ Lastfalltyp			
PERM ständige Last einwirkungsweise			

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
3167	1	MAX-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
3168	1	MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus

Norm

EuroNorm: DIN EN 1990:2002 (NA:2012) Grundlagen der Tragwerksplanung (Germany) V 2023

Kombinationsvorschrift Nummer 2

Summe Q (char.)

Lastfallauswahl

Nummer	Fakt	Typ	Bezeichnung
3	1.00	PERM	Veränderliche Last Q
4	1.00	PERM	Veränderliche Last Q
5	1.00	PERM	Veränderliche Last Q
Fakt Faktor für Lastfall			
Typ Lastfalltyp			
PERM ständige Last einwirkungsweise			

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
4167	2	MAX-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
4168	2	MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus

Norm

EuroNorm: DIN EN 1990:2002 (NA:2012) Grundlagen der Tragwerksplanung (Germany) V 2023

Kombinationsvorschrift Nummer 100

Rissweite

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							Fakt	Typ	Bezeichnung
		$\gamma-u$	$\gamma-f$	$\gamma-a$	ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_{1inf}			
	LF										
G	G	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			Eigengewicht
	1								1.00	PERM	Eigengewicht
	2								1.00	PERM	Ständige Lasten G
Q_B	Q	1.00	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00			Nutzlast Büros Kat. B
	3								1.00	COND	Veränderliche Last Q
	4								1.00	COND	Veränderliche Last Q
	5								1.00	COND	Veränderliche Last Q
Act		Einwirkung							Fakt Faktor für Lastfall		
Part		Einteilung der Einwirkung							Typ Lastfalltyp		
$\gamma-u, \gamma-f, \gamma-a$		Teilsicherheitsfaktoren ungünstig/günstig/außergewöhnlich							PERM ständige Last einwirkungsweise		
$\psi_0, \psi_1, \psi_2, \psi_{1inf}$		Kombinationsbeiwerte							COND bedingte Last		
LF		Lastfallnummer									

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
1101	100	MAXP-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1102	100	MINP-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1103	100	MAXP-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1104	100	MINP-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1105	100	MAXP-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1106	100	MINP-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1107	100	MAXP-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1108	100	MINP-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1109	100	MAXP-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1110	100	MINP-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
1101	100	MAXP-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1102	100	MINP-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1103	100	MAXP-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1104	100	MINP-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1105	100	MAXP-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1106	100	MINP-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1107	100	MAXP-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1108	100	MINP-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
1109	100	MAXP-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
1110	100	MINP-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus

Norm

EuroNorm: DIN EN 1990:2002 (NA:2012) Grundlagen der Tragwerksplanung (Germany) V 2023

Kombinationsvorschrift Nummer 101

Durchbiegungen

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									Bezeichnung	
		γ-u	γ-f	γ-a	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂	ψ ₁ inf				
	LF								Fakt	Typ		
G	G	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			Eigengewicht	
	1								1.00	PERM	Eigengewicht	
	2								1.00	PERM	Ständige Lasten G	
Q_B	Q	1.00	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00			Nutzlast Büros Kat. B	
	3								1.00	COND	Veränderliche Last Q	
	4								1.00	COND	Veränderliche Last Q	
	5								1.00	COND	Veränderliche Last Q	
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 , ψ ₁ inf	Kombinationsbeiwerte									COND	bedingte Last	
LF	Lastfallnummer											

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
1475	101	MAXP-UZ KNOT Knotenverschiebungen
1476	101	MINP-UZ KNOT Knotenverschiebungen
1477	101	MAXP-URX KNOT Knotenverschiebungen
1478	101	MINP-URX KNOT Knotenverschiebungen
1479	101	MAXP-URY KNOT Knotenverschiebungen
1480	101	MINP-URY KNOT Knotenverschiebungen



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus

Norm

EuroNorm: DIN EN 1990:2002 (NA:2012) Grundlagen der Tragwerksplanung (Germany) V 2023

Kombinationsvorschrift Nummer 104

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

Act	Part	Überlagerungsfaktoren									Bezeichnung	
		γ -u	γ -f	γ -a	ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_1 inf				
	LF								Fakt	Typ		
G	G	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			Eigengewicht	
	1								1.00	PERM	Eigengewicht	
	2								1.00	PERM	Ständige Lasten G	
Q_B	Q	1.50	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00			Nutzlast Büros Kat. B	
	3								1.00	COND	Veränderliche Last Q	
	4								1.00	COND	Veränderliche Last Q	
	5								1.00	COND	Veränderliche Last Q	
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											

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
2155	104	MAX-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2156	104	MIN-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2157	104	MAX-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2158	104	MIN-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2159	104	MAX-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2160	104	MIN-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2167	104	MAX-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
2168	104	MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
2169	104	MAX-M RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
2170	104	MIN-M RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
2101	104	MAX-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2102	104	MIN-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2103	104	MAX-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2104	104	MIN-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2105	104	MAX-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2106	104	MIN-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2107	104	MAX-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2108	104	MIN-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2109	104	MAX-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2110	104	MIN-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2101	104	MAX-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
2102	104	MIN-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
2103	104	MAX-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2104	104	MIN-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2105	104	MAX-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2106	104	MIN-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2107	104	MAX-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
2108	104	MIN-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
2109	104	MAX-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2110	104	MIN-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2125	104	MAX-VZ STAB Kräfte in Stabelementen

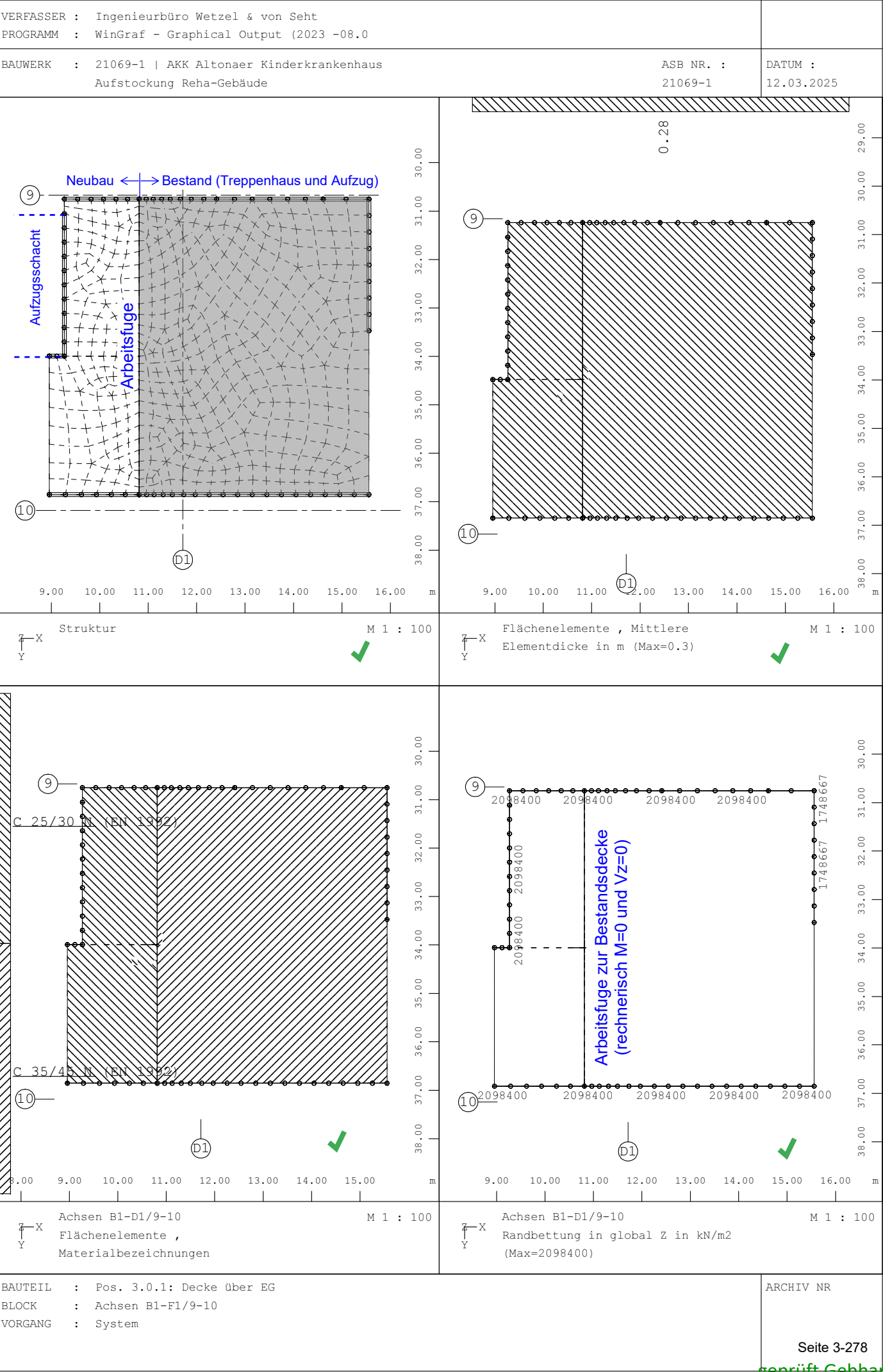


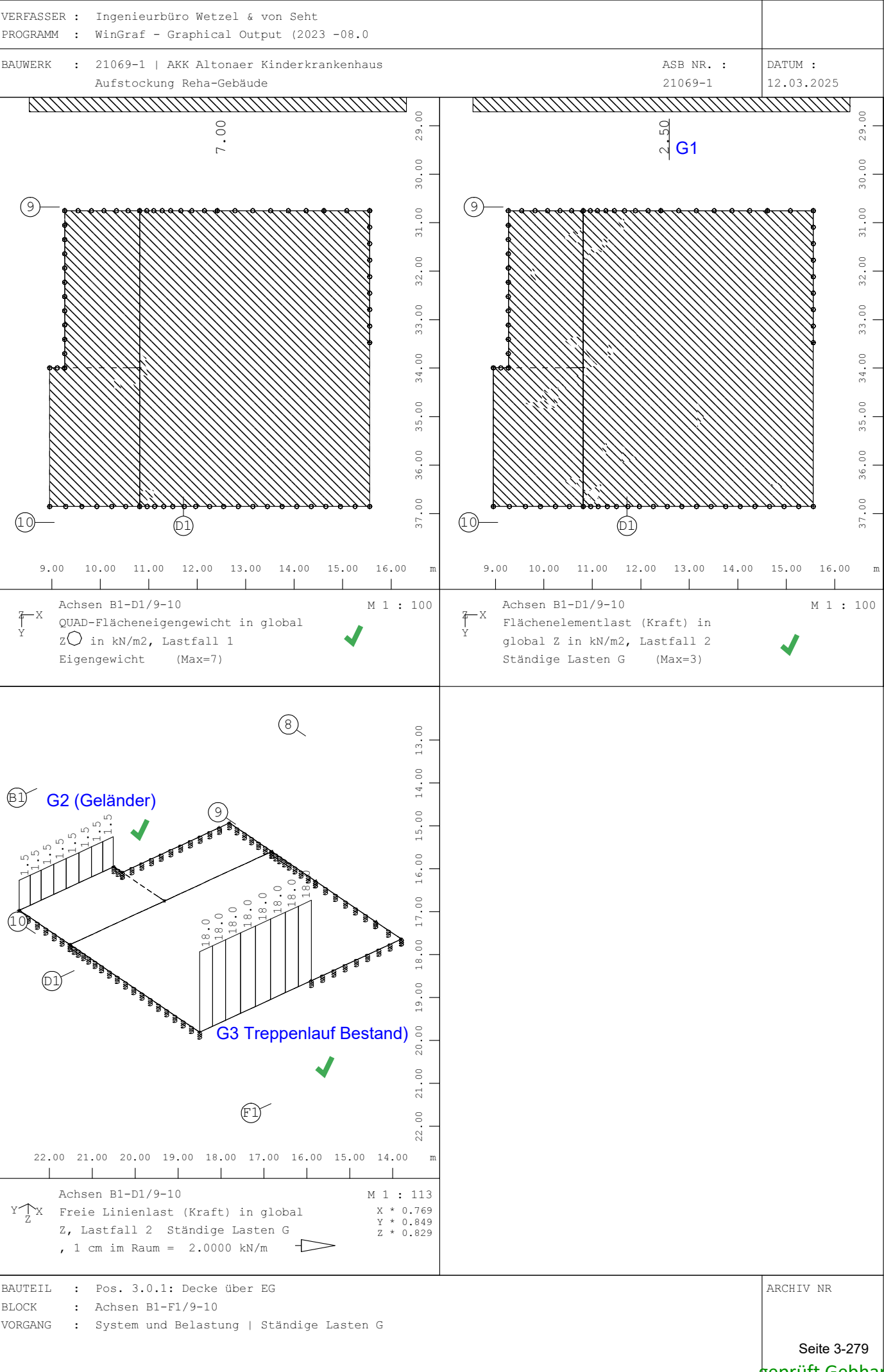
21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus

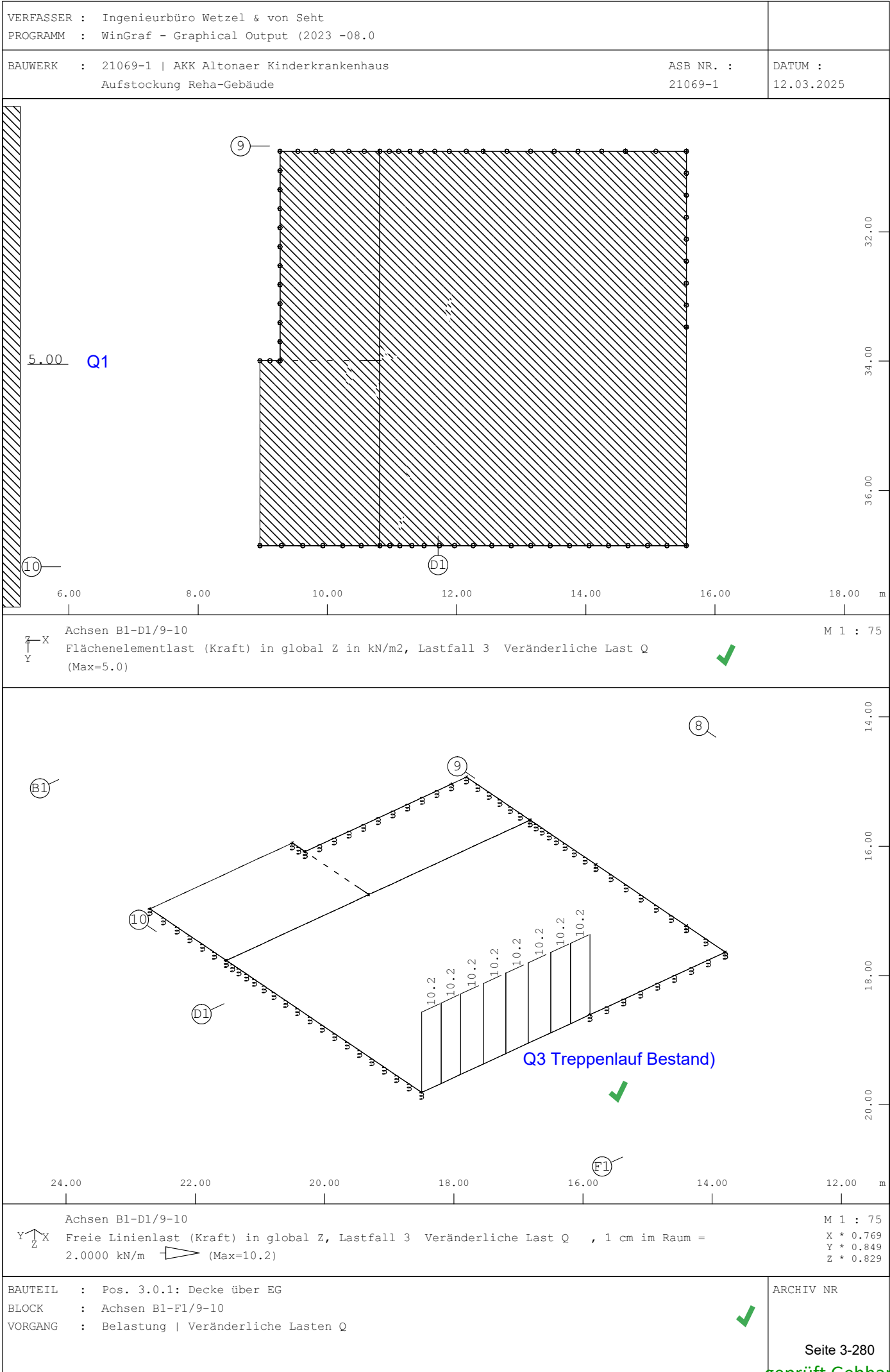
Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
2125	104	MAX-VZ STAB Kräfte in Stabelementen
2126	104	MIN-VZ STAB Kräfte in Stabelementen
2127	104	MAX-MT STAB Kräfte in Stabelementen
2128	104	MIN-MT STAB Kräfte in Stabelementen
2129	104	MAX-MY STAB Kräfte in Stabelementen
2130	104	MIN-MY STAB Kräfte in Stabelementen











Auflagerkräfte und Verformungen

- Charakteristische Auflagerkräfte aus den ständig einwirkenden Lasten (G_k)
- Charakteristische Auflagerkräfte aus den veränderlich einwirkenden Lasten (Q_k)
- Deckenverformungen im Zustand I (quasi-ständige LF-Kombination im GZG)
- Deckenverformungen im Zustand II (quasi-ständige LF-Kombination im GZG)

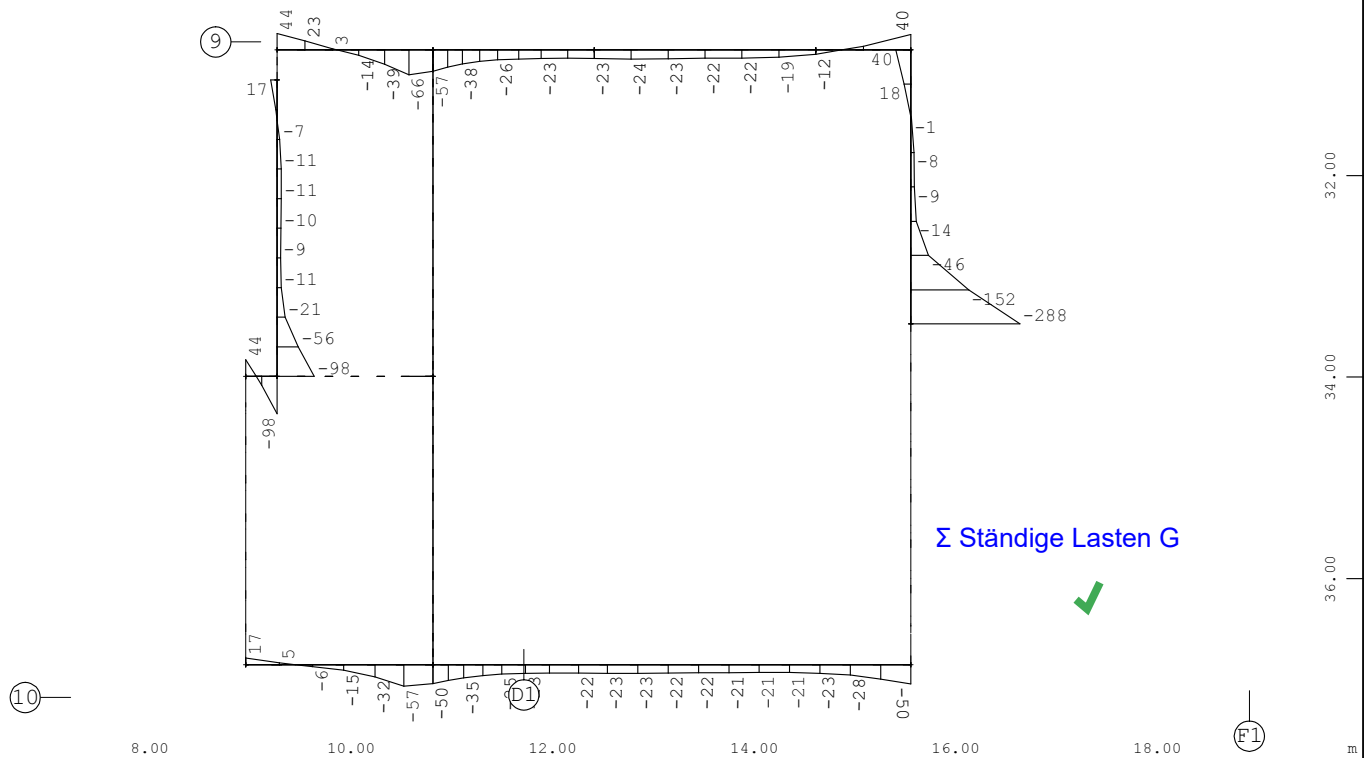


VERFASSER : Ingenieurbüro Wetzels & von Seht
PROGRAMM : WinGraf - Graphical Output (2023 -08.0)

BAUWERK	:	21069-1 AKK Altonaer Kinderkrankenhaus Aufstockung Reha-Gebäude
---------	---	--

ASB NR. :
21069-1

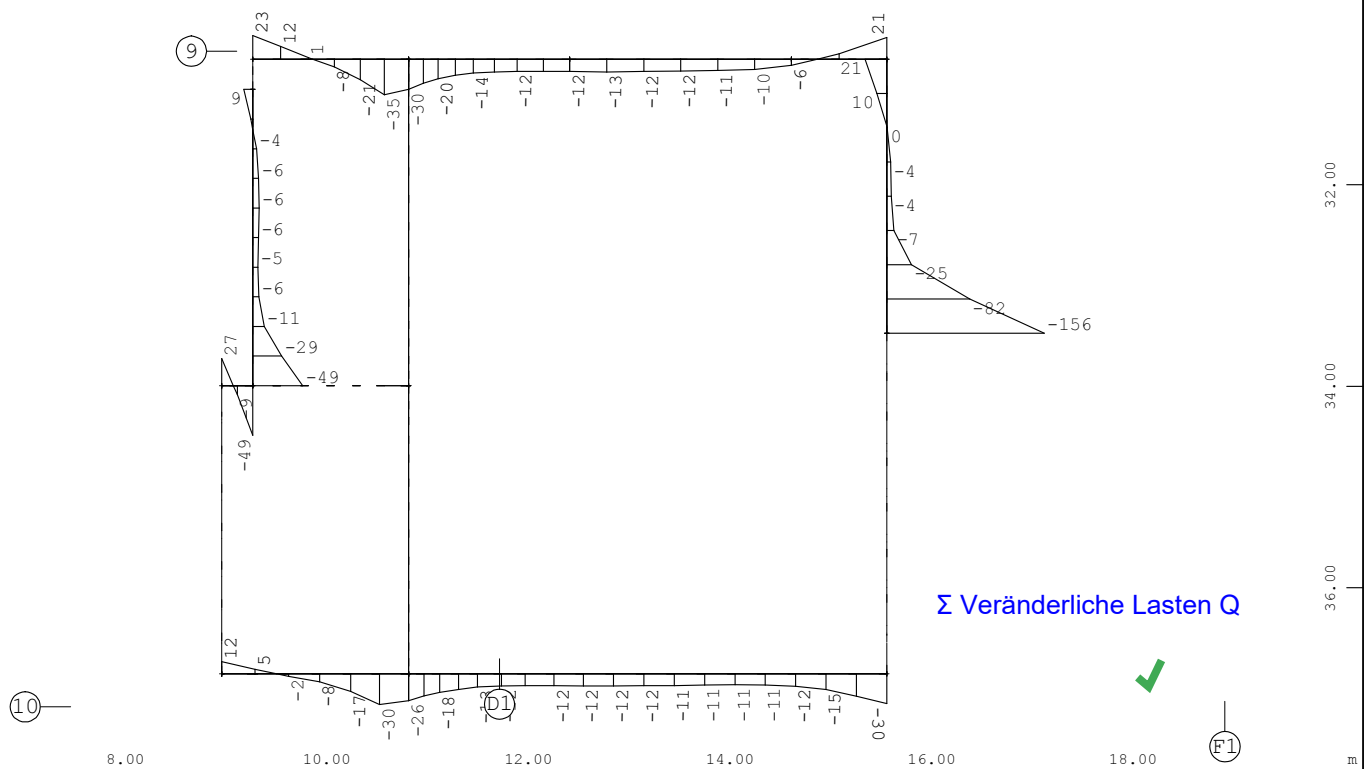
DATUM :
12.03.2025


$$\begin{array}{c} \text{Z} - \text{X} \\ | \\ \text{Y} \end{array}$$

Achsen B1-D1/9-10

Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 3168 MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerre , 1 cm im
Raum = 200.00 kN/m (Min=-288) (Max=44)

M 1 : 75


$$\begin{array}{c} \text{Z} - \text{X} \\ | \\ \text{Y} \end{array}$$

Achsen B1-D1/9-10

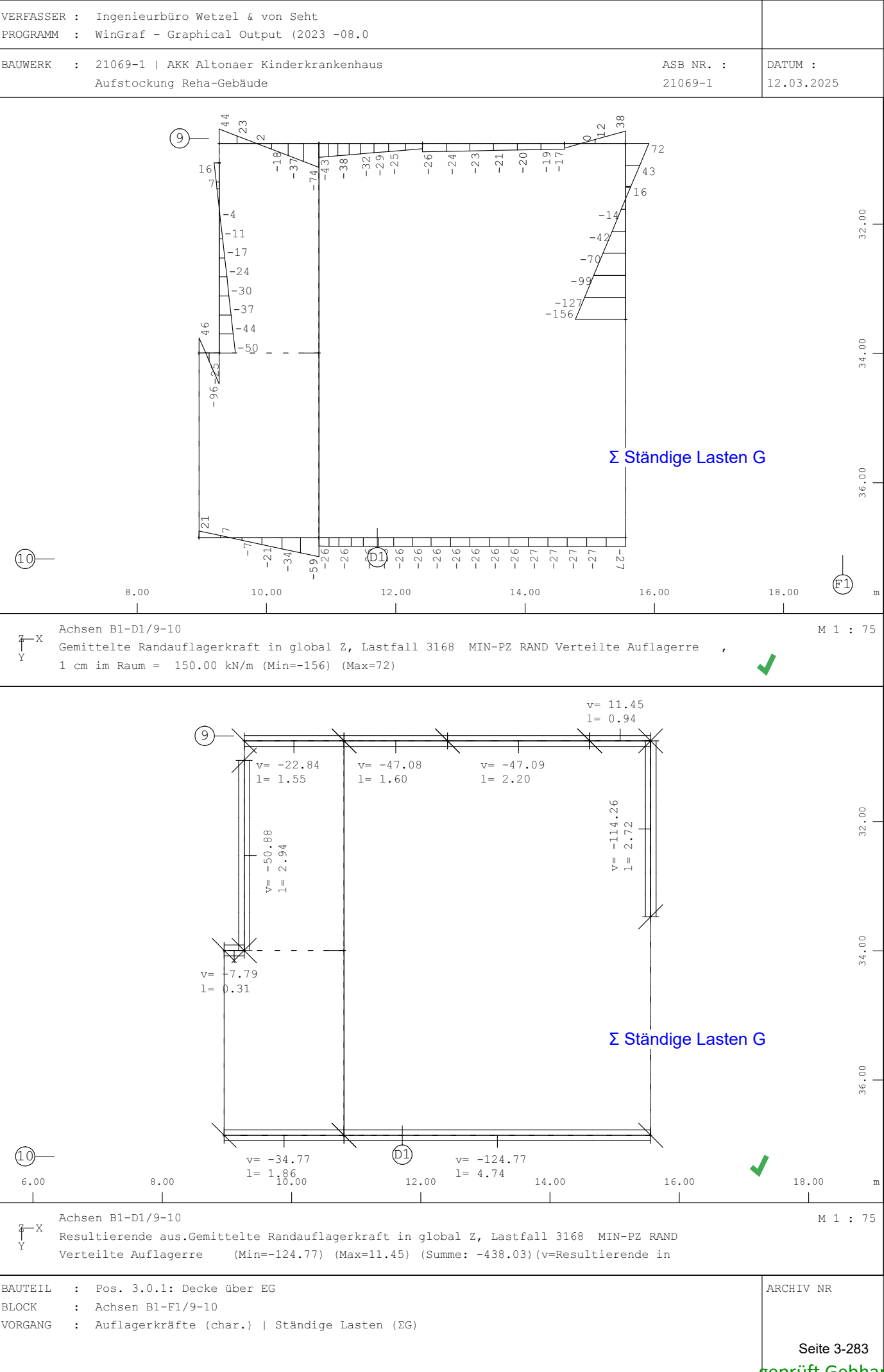
Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 4168 MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerre , 1 cm im
Raum = 75.000 kN/m (Min=-156) (Max=27)

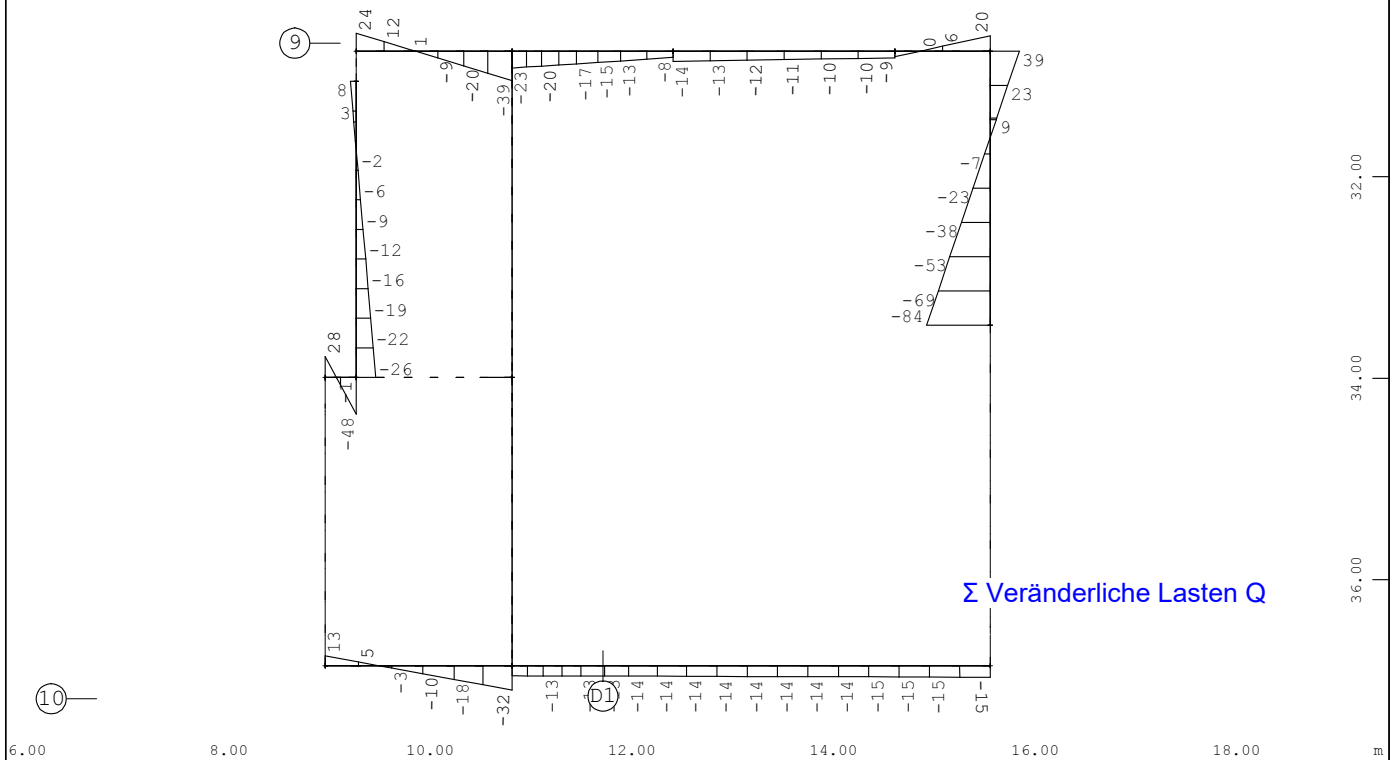
M 1 : 75

BAUTEIL	:	Pos. 3.0.1: Decke über EG
BLOCK	:	Achsen B1-F1/9-10
VORGANG	:	Auflagerkräfte (char.) Ständige + veränderliche Lasten (EG/EQ)

ARCHIV NR

Seite 3-282

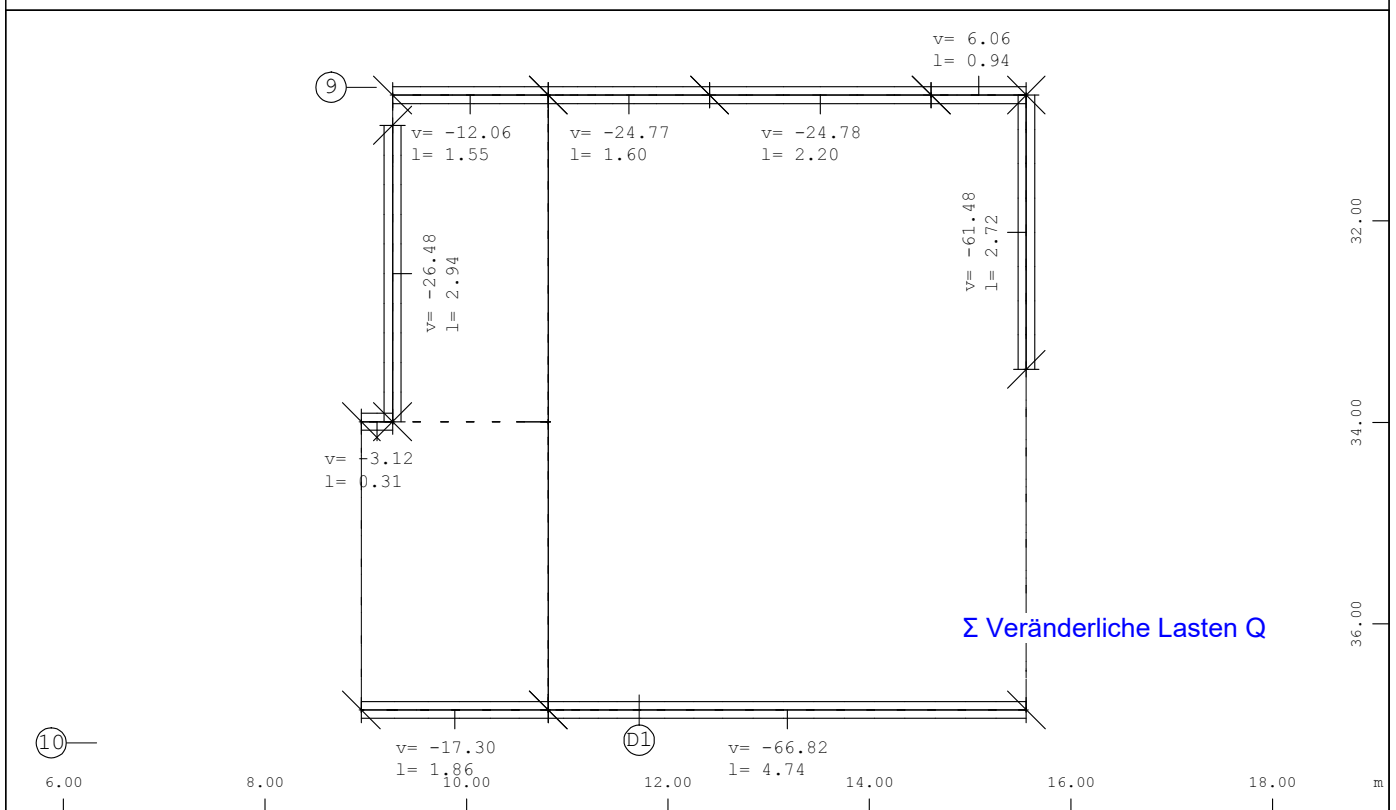



$$\begin{array}{c} \text{Z} - \text{X} \\ | \\ \text{Y} \end{array}$$

Achsen B1-D1/9-10

Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 4168 MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerre ,
1 cm im Raum = 100.00 kN/m (Min=-84) (Max=39)

M 1 : 75


$$\begin{array}{c} \text{Z} - \text{X} \\ | \\ \text{Y} \end{array}$$

Achsen B1-D1/9-10

Resultierende aus: Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 4168 MIN-PZ RAND
Verteilte Auflagerre (Min=-66.82) (Max=6.06) (Summe: -230.75) (v=Resultierende in

M 1 : 75

BAUTEIL	:	Pos. 3.0.1: Decke über EG
BLOCK	:	Achsen B1-F1/9-10
VORGANG	:	Auflagerkräfte (char.) Veränderliche Lasten (EQ)

ARCHIV NR

Seite 3-284

21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Nichtlineare Berechnung im GZG

Nichtlineare Eigenschaften Betongesetz Flächenelemente

Allgem. Parameter: Anzahl Schichten 10 [-]
Max.Schub Tau-02 9.90 [MPa]

Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen nach EC2/1992 bzw. Heft 400 DAFSTB
Berechnung der Rissbreite nach DIN EN 1992-1-1 7.3.4

Bewehrungseingaben Betongesetz

Grp	Elem	OBEN	HO	DHO	ASO	ASOQ	DO	DOQ
Nr.	Nr.	UNTE	HU	DHU	ASU	ASUQ	DU	DUQ
		[°]	[mm]	[mm]	[cm ² /m]	[cm ² /m]	[mm]	[mm]
all		90.0	40.0	14.0	7.54	7.54	12	12
		90.0	40.0	14.0	7.54	7.54	12	12
3		90.0	40.0	16.0	10.26	10.26	14	14
		90.0	40.0	16.0	10.26	10.26	14	14

Bemessungsfallnummer 1 wird mit Faktor 1.000 berücksichtigt.

Die verwendete Bewehrung wird unter Bemessungsfallnummer 99 abgespeichert.

Berechnungsgrundlagen

Berechnung mit nichtlinearen Materialeigenschaften

Nichtlineare Materialeigenschaften werden angesetzt für:

Federelemente[RISS,FLIE,MUE,GAP], Pfahlbettung, flächenhafte QUAD-Bettung
QUAD Elemente: nur bei Material Beton, Stahl und Textil-Membran

Mit linearen Materialeigenschaften gerechnet werden:

QUAD Elemente nicht aus Material Beton, Stahl oder Textil-Membran
Fachwerk-, Seil-, Stab-, Pfahl- und Randelemente
Stabelemente

Maximal erreichbare Betonspannungen in der nichtlinearen Berechnung

Nichtlineare Elemente verwenden die Arbeitslinie für den Gebrauchszustand.

Mnr	Material- sicherheit	Anfangs- E-Modul*	max.- sigma*	bei Dehnung	quad-max sigma-z	quad-tension stiffening
		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[o/oo]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
1	1.000	35781	-43.00	-2.25	2.25	3.21
3	1.000	33050	-33.00	-2.07	1.80	2.56

Maximal erreichbare Stahlspannungen in der nichtlinearen Berechnung

Nichtlineare Elemente verwenden die Arbeitslinie für den Gebrauchszustand.

Mnr	Material- sicherheit	Anfangs- E-Modul*	Proportional grenze*	bei Dehnung	Zugfestig- keit*	bei Dehnung
		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[o/oo]	[N/mm ²]	[o/oo]
2	1.000	200000	500.00	2.50	525.00	25.00

* In den gekennzeichneten Spalten ist die Materialsicherheit eingerechnet.

Elementgruppen Kriechen und Schwinden

Nr	phi-ges	eps-ges	relz-ges	phif-ges	phis-ges	dphi	deps	drelz	ZK/Z0	ZS/Z0
		0/00	0/0				0/00	0/0		
1	2.710	-0.455	0.000	2.710	0.000	2.710	-0.455	0.000	0.010	0.997
2	2.710	-0.455	0.000	2.710	0.000	2.710	-0.455	0.000	0.010	0.997
3	2.710	-0.455	0.000	2.710	0.000	2.710	-0.455	0.000	0.010	0.997

phif=Kriechwert für Federn, Randelementen und Quadbettungen - epsf=eps*phif/phi

phis=Kriechwert für Elemente mit Material ungleich Beton - epss=eps*phis/phi

Kriechen - ZK/Z0-Zwangfaktor plötzl. Zwangabbau, TROST-Beiwert ro= 0.00

Schwinden- ZS/Z0-Schwindfaktor nach TROST für allmählichen Zwang

Kriechen+Schwinden wird aufgebracht in 1 Kriechstufen

von Lastfall1001 bis Lastfall1001



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Nichtlineare Berechnung im GZG

Lastfall 1001 ((P)) (1)+(2)+0.3(3)+0.3(4)+0.3(5)

Faktor P und M Lasten		1.000		
Faktor Eigengewicht	EG-ZZ	1.000		
selektiv Lasten	übernommen aus Lastfall	1 mit Faktor	1.000	
selektiv Lasten	übernommen aus Lastfall	2 mit Faktor	1.000	
selektiv Lasten	übernommen aus Lastfall	3 mit Faktor	0.300	
selektiv Lasten	übernommen aus Lastfall	4 mit Faktor	0.300	
selektiv Lasten	übernommen aus Lastfall	5 mit Faktor	0.300	

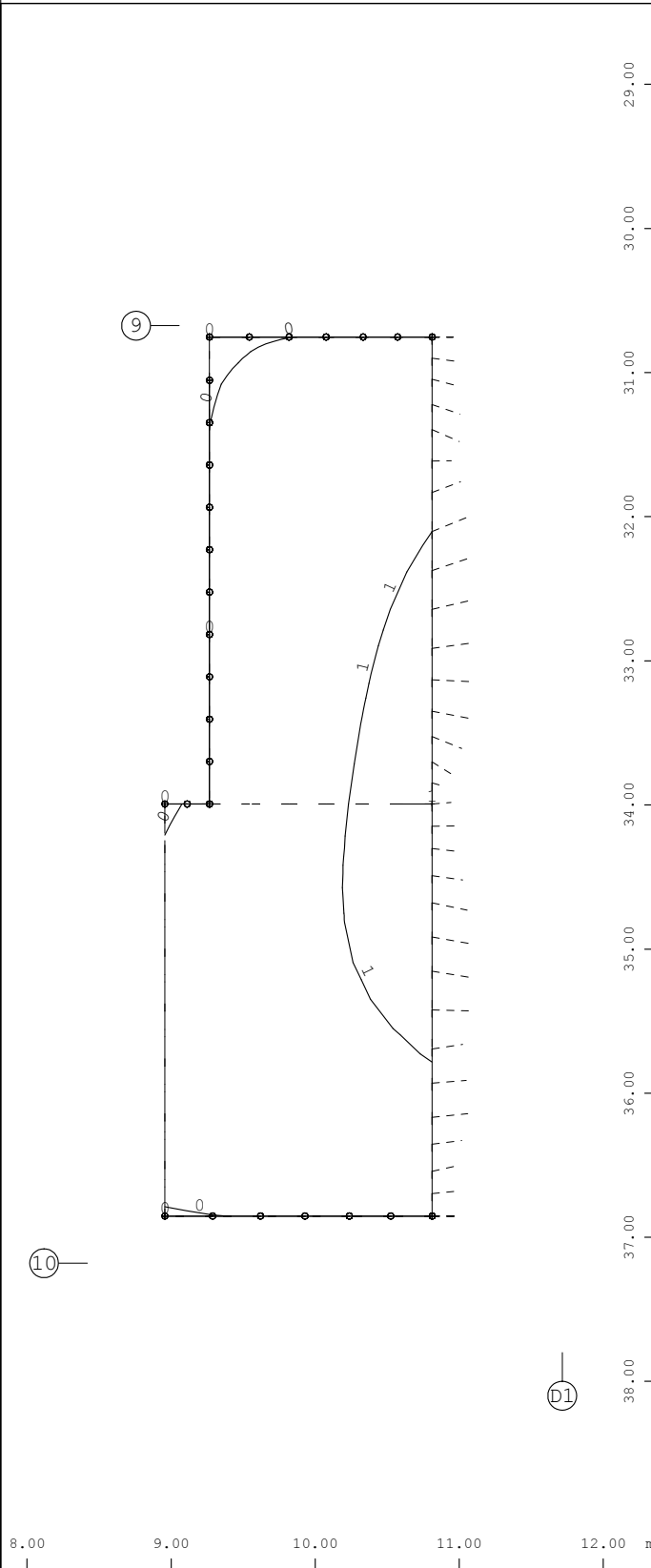
Summe der Auflagerkräfte und Lasten

Lastfall	Σ(Reaktionen)			Bezeichnung
	X[kN]	Y[kN]	Z[kN]	
	Σ(Lasten)			
1001	0.0	0.0	-507.3	(1)+(2)+0.3(3)+0.3(4)+0.3(5)
	0.0	0.0	507.3	


Statistik nichtlineare Effekte Lastfall 1001

Statistik Plastizierung: Anzahl überprüfte QUAD-Gausspunkte:	2350
Gausspunkte im nichtlinearen Bereich der Arbeitslinie:	0
Anzahl gerissener Gausspunkte (oberhalb Rissdehnung) :	755
Maximale Betondruckdehnung :	-0.56 [o/oo]
Minimale mittlere Stahldehnung [Druck] :	-0.74 [o/oo]
Maximale mittlere Stahldehnung [Zug] :	0.61 [o/oo]
Maximale Stahldehnung im Riss [Zug] :	1.27 [o/oo]
Maximale Betondruckspannung :	-5.24 [MPa]
Maximale Betonzugspannung in einem Betonlayer .. :	2.25 [MPa]
Minimale Betonstahlspannung :	-148.78 [MPa]
Maximale Betonstahlspannung :	253.06 [MPa]
Maximale Rissbreite :	0.32 [mm]
Minimale Druckzonendicke in lokaler x Richtung :	0.00 [cm]
Minimale Druckzonendicke in lokaler y Richtung :	0.00 [cm]
Minimale " mindestens einachsig überdrückt :	0.00 [cm]
Minimale Druckzonendicke zweiachsig überdrückt :	0.00 [cm]





Achsen B1-D1/9-10

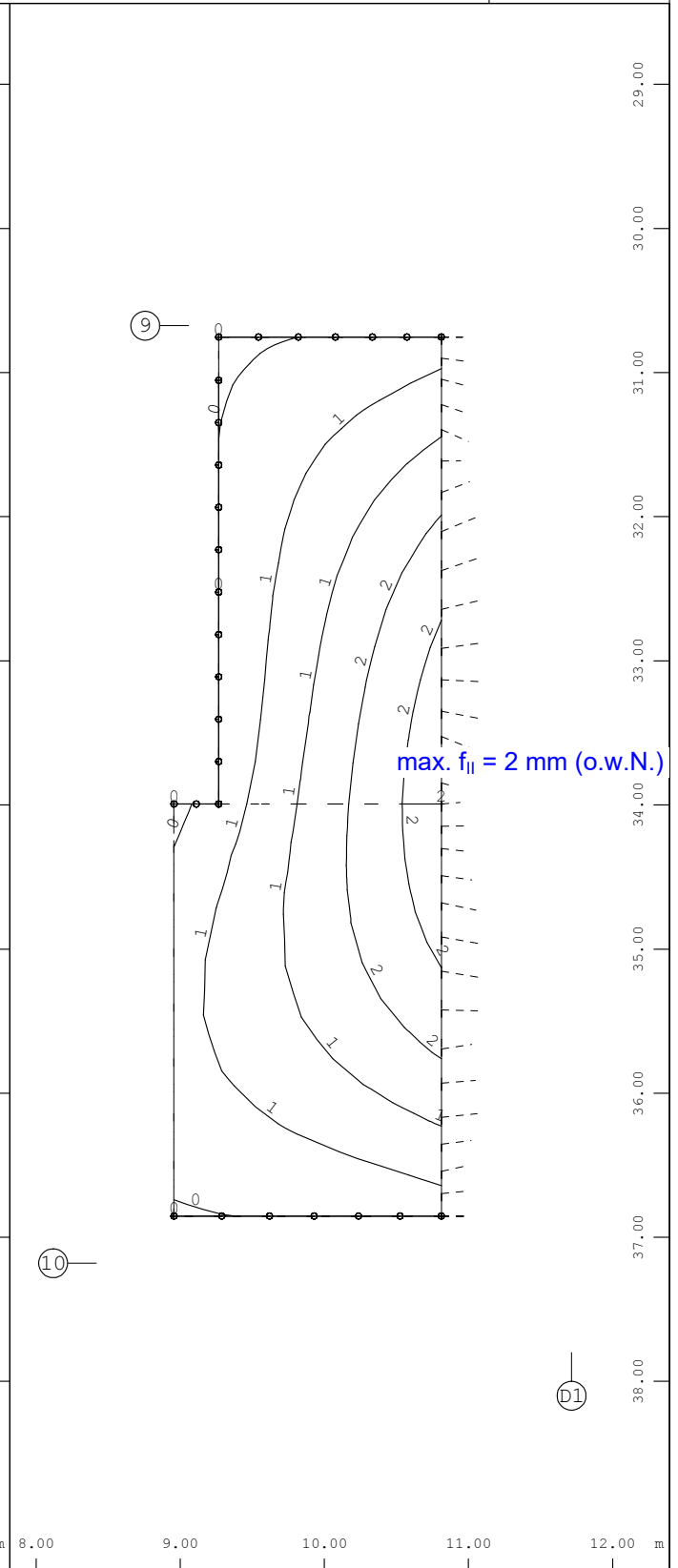
$\begin{matrix} \text{Z} \rightarrow \text{X} \\ \text{Y} \end{matrix}$ Knotenverschiebung in global Z 

Lastfall 1475 MAXP-UZ KNOT

Knotenverschiebungen , von 0 bis 1


Stufen 1 mm

M 1 : 50



max. $f_{II} = 2 \text{ mm (o.w.N.)}$

Achsen B1-D1/9-10

 Knotenverschiebung in global Z

M 1 : 50

BAUTEIL	: Pos. 3.0.1: Decke über EG
BLOCK	: Achsen B1-F1/9-10
VORGANG	: Verformungen (GZG) Zustand I und II (quasi-ständige LFK)

ARCHIV NR



Biegebemessung / Biegebewehrung

- Bemessungsparameter der FEM-Berechnung
- Erforderliche Gesamtbewehrung aus der Biegebemessung (Übersicht)
- Erforderliche Zulagen unter Abzug der Grundbewehrung und Bewehrungswahl



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
 Bemessungsparameterliste

Bewehrungsparameter zweilagige Bewehrung

Auswahl Grp Elem Nr. Nr.	Abstand		Durchmesser		Rissbreite		Stahlspannung		Mindestbew.	
	d1-o 2.Lage	d1-u 2.Lage	ds-o 2.Lage	ds-u 2.Lage	wk-o 2.Lage	wk-u 2.Lage	sigso 2.Lage	sigsu 2.Lage	aso 2.Lage	asu 2.Lage
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[cm2/m]	[cm2/m]
für alle	40.0	54.0	12	12	0.40	0.40	320.00	320.00	7.54	7.54
	40.0	54.0	12	12	0.40	0.40	320.00	320.00	7.54	7.54
3	40.0	56.0	14	14	0.40	0.40	320.00	320.00	10.26	10.26
	40.0	56.0	14	14	0.40	0.40	320.00	320.00	10.26	10.26
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.



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Bruchbemessung

Norm

EuroNorm: DIN EN 1992-1-1/NA:2013, DIN EN 1993-1-1/NA:2018, DIN EN 1994-1-1/NA:2010 (Germany) V 2023
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

Materialien

MAT	fck [MPa]	fc [MPa]	fctm [MPa]	fy [MPa]	ft [MPa]	eps,ud [o/oo]	minQ	Art
1	35.00	29.75	3.21				0.00	
2				500.00	525.00	25.0		
3	25.00	21.25	2.56				0.00	

MAT	Materialnummer	ft	Zugfestigkeit des Betonstahls
fck	Nennfestigkeit des Betons	eps,ud	Grenzdehnung - begrenzt auf max. 0.9*50 o/oo
fc	Rechenfestigkeit des Betons	minQ	minimale Querbewehrung
fctm	Zugfestigkeit des Betons	Art	Charakter der Belastung
fy	Fließgrenze des Betonstahls		

Abminderung der Betondruckfestigkeit bei Querkzug = 25.0 [o/o]

Material-Sicherheitsbeiwerte:

MAT	Beton SC1	SC2	Stahl SS1	SS2
1	1.50	1.50		
2			1.15	1.15
3	1.50	1.50		

MAT	Materialnummer
Beton SC1	Materialsicherheit SC1/SC2 = Biegeglieder/Druckglieder
Stahl SS1	Materialsicherheit Betonstahl Biegeglieder/Druckglieder

Bei direkter Lagerung wird die Querkraft von 1.0*d bis zum Auflagerrand linear auf 70% reduziert.
Der Nachweis der Betondruckstrebe erfolgt ohne Reduktion am Auflagerrand.
Beim Durchstanznachweis wird, falls erforderlich, die Biegebewehrung bis 1.50% erhöht, um auf Schubbewehrung verzichten zu können [Eingabe DUST...RO_V].
Ausserhalb der Durchstanzbereiche wird hierzu bei der normalen Plattenschubbe-
messung der Biegebewehrungsgrad bis maximal 0.20% erhöht [Eingabe STEU...RO_V].



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Bemessung im Gebrauchszustand

Norm

EuroNorm: DIN EN 1992-1-1/NA:2013, DIN EN 1993-1-1/NA:2018, DIN EN 1994-1-1/NA:2010 (Germany) V 2023
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
1101	1.000	MAXP-MXX QUAD Schnittgrößen in
1102	1.000	MINP-MXX QUAD Schnittgrößen in
1103	1.000	MAXP-MYY QUAD Schnittgrößen in
1104	1.000	MINP-MYY QUAD Schnittgrößen in
1105	1.000	MAXP-MXY QUAD Schnittgrößen in
1106	1.000	MINP-MXY QUAD Schnittgrößen in
1107	1.000	MAXP-VX QUAD Schnittgrößen in
1108	1.000	MINP-VX QUAD Schnittgrößen in
1109	1.000	MAXP-VY QUAD Schnittgrößen in
1110	1.000	MINP-VY QUAD Schnittgrößen in
1475	1.000	MAXP-UZ KNOT Knotenverschiebunge
1476	1.000	MINP-UZ KNOT Knotenverschiebunge
1477	1.000	MAXP-URX KNOT Knotenverschiebung
1478	1.000	MINP-URX KNOT Knotenverschiebung
1479	1.000	MAXP-URY KNOT Knotenverschiebung
1480	1.000	MINP-URY KNOT Knotenverschiebung

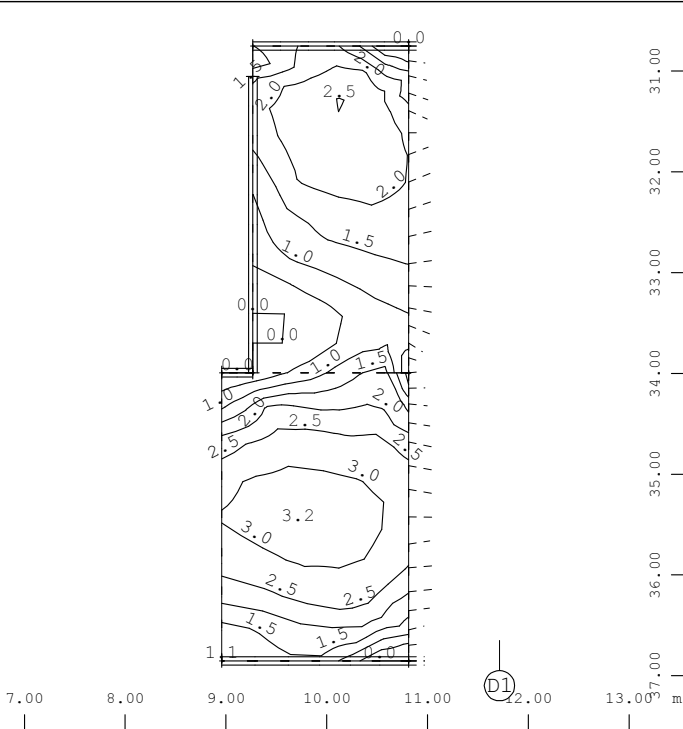
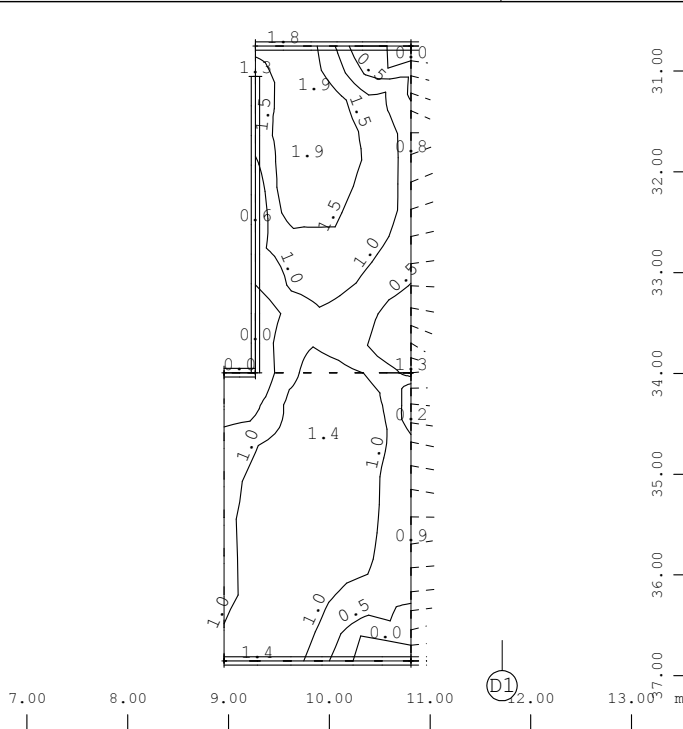


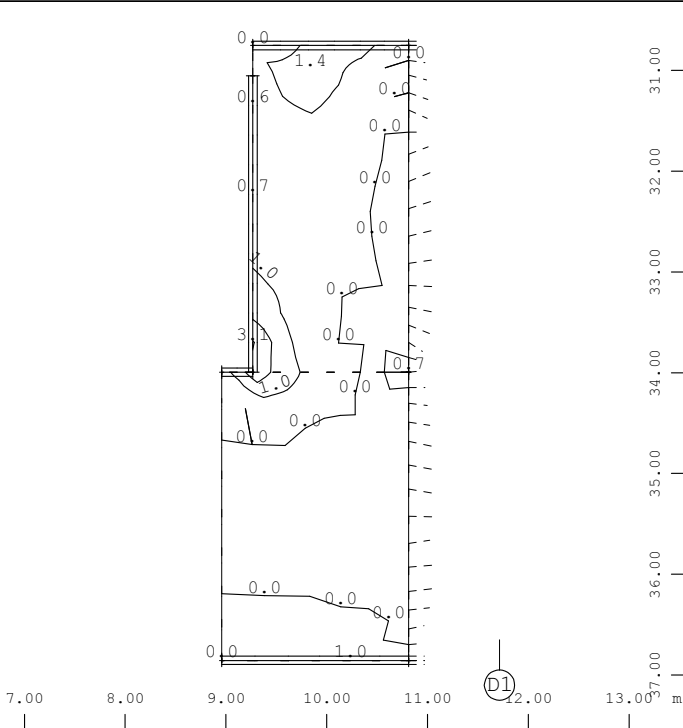
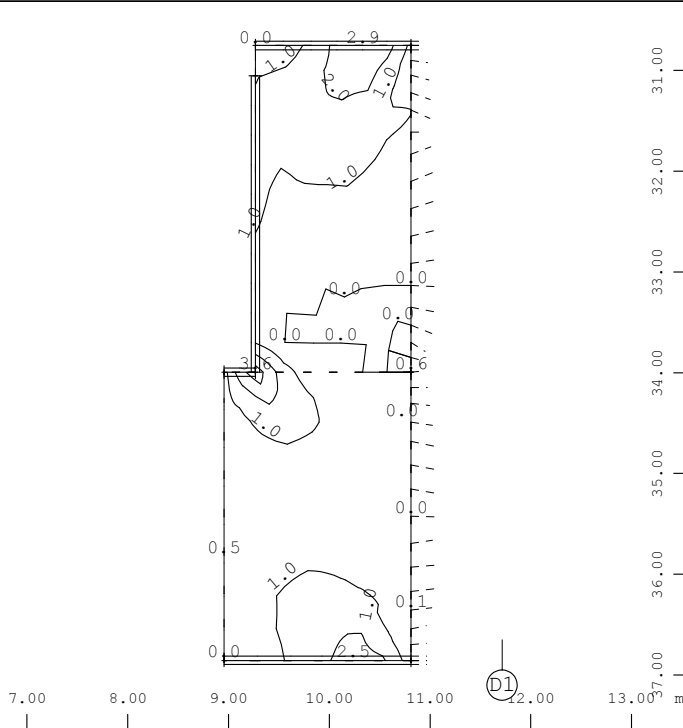


Materialien

MAT	fck [MPa]	fc [MPa]	fctm [MPa]	fy [MPa]	ft [MPa]	eps,ud [o/oo]	minQ	Art
1	35.00	29.75	3.21				0.00	
2				500.00	525.00	25.0		
3	25.00	21.25	2.56				0.00	
MAT	Materialnummer			ft	Zugfestigkeit des Betonstahls			
fck	Nennfestigkeit des Betons			eps,ud	Grenzdehnung - begrenzt auf max. 0.9*50 o/oo			
fc	Rechenfestigkeit des Betons			minQ	minimale Querbewehrung			
fctm	Zugfestigkeit des Betons			Art	Charakter der Belastung			
fy	Fließgrenze des Betonstahls							

Eine Robustheitsbewehrung wurde nicht angefordert und muss gesondert nachgewiesen werden.

Eine Mindestbewehrung wurde nicht angefordert und muss gesondert nachgewiesen werden.



VERFASSER : Ingenieurbüro Wetzel & von Seht PROGRAMM : WinGraf - Graphical Output (2023 -08.0)			
BAUWERK : 21069-1 AKK Altonaer Kinderkrankenhaus Aufstockung Reha-Gebäude		ASB NR. : 21069-1	DATUM : 17.01.2025
			
 Achsen B1-D1/9-10 Info Bewehrung nur aus Biegebemessung, Hauptbewehrung <u>(1.Lage) unten</u> im Knoten ↴, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 0.00 bis 3.2 Stufen 0.5 cm²/m		 Achsen B1-D1/9-10 Info Bewehrung nur aus Biegebemessung, Querbewehrung <u>(2.Lage) unten</u> im Knoten ↷, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 0.00 bis 1.9 Stufen 0.5 cm²/m	
			
 Achsen B1-D1/9-10 Info Bewehrung nur aus Biegebemessung, Hauptbewehrung <u>(1.Lage) oben</u> im Knoten ↴, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 0.00 bis 3.1 Stufen 1.0 cm²/m		 Achsen B1-D1/9-10 Info Bewehrung nur aus Biegebemessung, Querbewehrung <u>(2.Lage) oben</u> im Knoten ↷, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 0.00 bis 3.6 Stufen 1.0 cm²/m	
BAUTEIL : Pos. 3.0.1: Decke über EG BLOCK : Achsen B1-F1/9-10 VORGANG : Biegebewehrung untere und obere Bewehrungslage			ARCHIV NR Seite 3-292 geprüft Gebhart

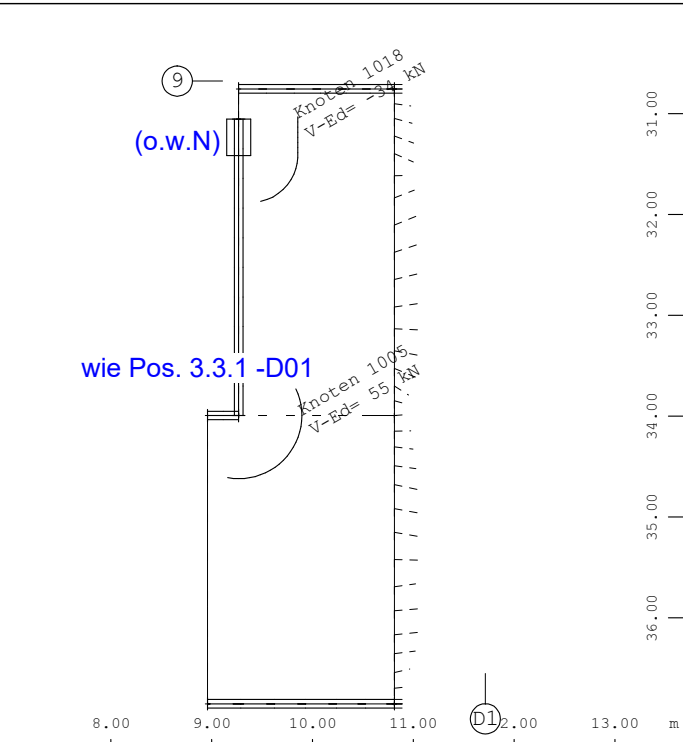
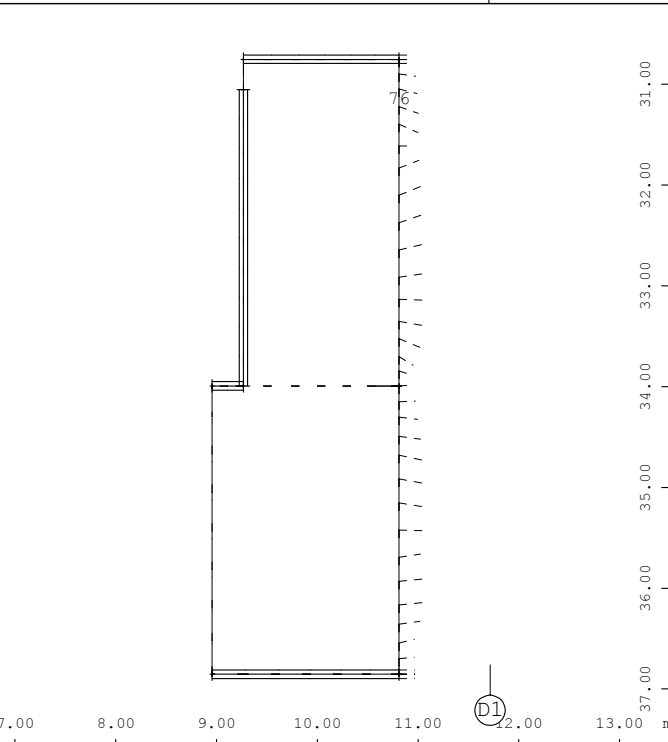
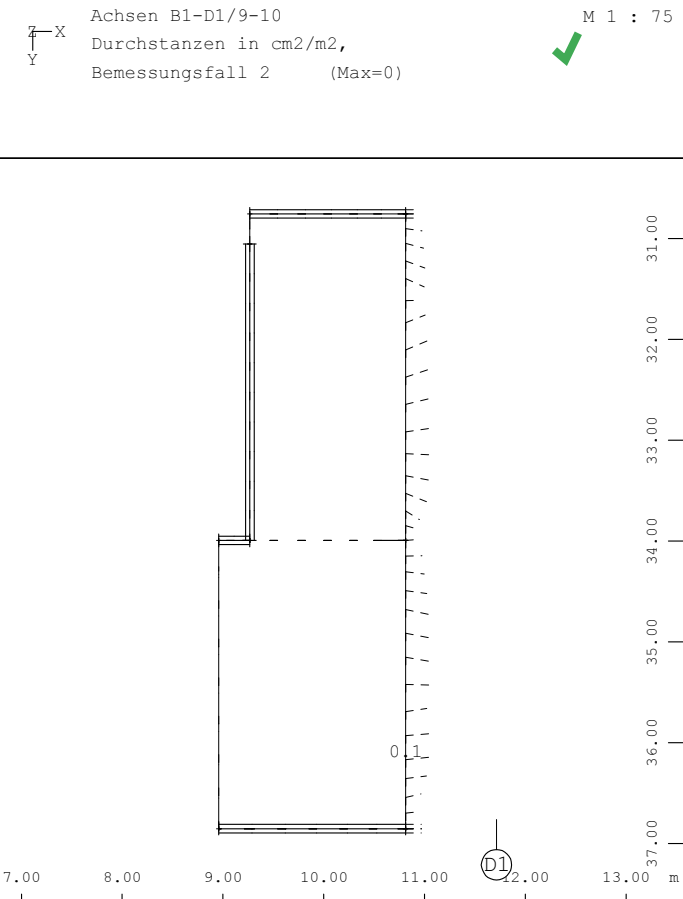
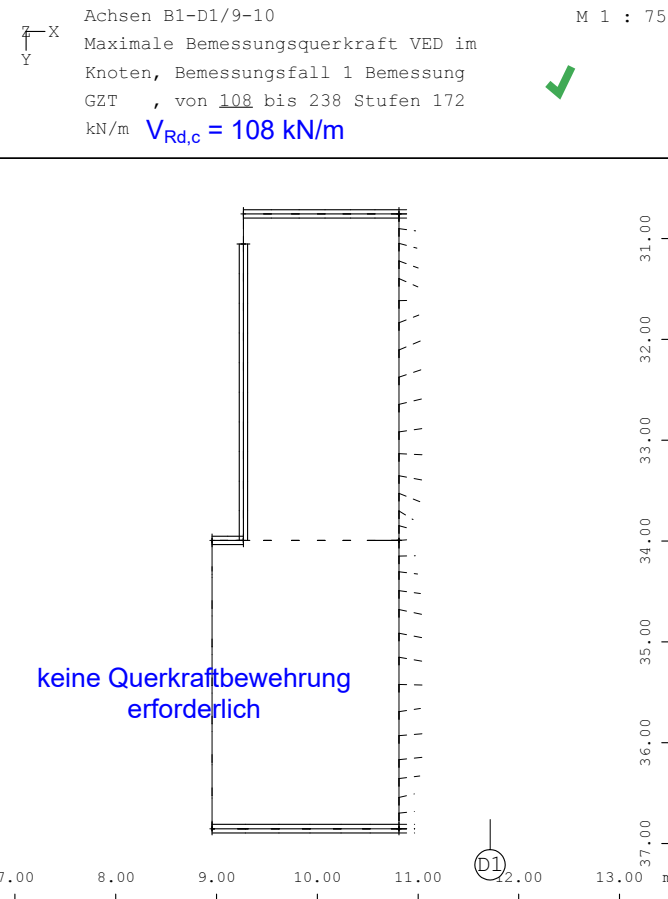
VERFASSER : Ingenieurbüro Wetzel & von Seht PROGRAMM : WinGraf - Graphical Output (2023 -08.0)			
BAUWERK : 21069-1 AKK Altonaer Kinderkrankenhaus Aufstockung Reha-Gebäude		ASB NR. : 21069-1	DATUM : 20.01.2025
<div> <p> Anschlussbewehrung zur Bestandswand (eingeklebt) z.B. Hilti HIT-HY 200-R V3 (od. glw.) </p> <p>Aufzugsschacht</p> <p>GB d12/15#</p> <p>(1)</p> <p>8.00 9.00 10.00 11.00 12.00 m</p> <p>29.00 30.00 31.00 32.00 33.00 34.00 35.00 36.00 37.00 38.00</p> <p>⑨ ⑩ D1</p> <p> Achsen B1-D1/9-10 Flächenelemente , <u>Bewehrung unten</u> in cm²/m, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , Differenzen zu 7.5/7.5/0.00 (Max=0.00) Grundbewehrung d12/15# </p> </div>			
<div> <p> Anschlussbewehrung zur Bestandswand (eingeklebt) z.B. Hilti HIT-HY 200-R V3 (od. glw.) </p> <p>Aufzugsschacht</p> <p>Zulagen 2x2d16 (aus der Wand)</p> <p>GB d12/15#</p> <p>(1)</p> <p>8.00 9.00 10.00 11.00 12.00 m</p> <p>29.00 30.00 31.00 32.00 33.00 34.00 35.00 36.00 37.00 38.00</p> <p>⑨ ⑩ D1</p> <p> (1) Anschlussbewehrung zur Bestandsdecke obere + untere Lage d10/15 (konstruktiv) eingeklebt z.B. Hilti HIT-HY 200-R V3 (od. glw.) </p> <p> Achsen B1-D1/9-10 Flächenelemente , <u>Bewehrung oben</u> in cm²/m, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , Differenzen zu 7.5/7.5/0.00 (Max=0.00) Grundbewehrung d12/15# </p> </div>			
BAUTEIL : Pos. 3.0.1: Decke über EG BLOCK : Achsen B1-F1/9-10 VORGANG : Biegebewehrung untere und obere Bewehrungslage (abzgl. GB d12/15#)			ARCHIV NR. Seite 3-293 geprüft Gebhart



Querkraftbemessung und Durchstanznachweise

- Ausgabe der Bemessungsquerkräfte $V_{Ed} > V_{Rd,ct}$
- Ausgabe $V_{Ed}/V_{Rd,max} > 0,30$ (für $V_{Ed}/V_{Rd,max} \leq 0,30$ sind Querkraftzulagen ausreichend)
- Erforderliche Querkraftbewehrung
- Nachweis der Sicherheit gegen Durchstanzen



VERFASSEN : Ingenieurbüro Wetzel & von Seht PROGRAMM : WinGraf - Graphical Output (2023 -08.0)			
BAUWERK : 21069-1 AKK Altonaer Kinderkrankenhaus Aufstockung Reha-Gebäude		ASB NR. : 21069-1	DATUM : 17.01.2025
			
Achsen B1-D1/9-10 Durchstanzen in cm ² /m ² , Bemessungsfall 2 (Max=0)		Achsen B1-D1/9-10 Maximale Bemessungsquerkraft VED im Knoten, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 108 bis 238 Stufen 172 kN/m $V_{Rd,c} = 108 \text{ kN/m}$	
			
Achsen B1-D1/9-10 max.VED / VRDmax im Knoten, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 0.3 bis 0.3 Stufen 0.1 - für < 0,3 → <u>Querkraftzulagen</u> möglich		Achsen B1-D1/9-10 Flächenelemente , Bügelbewehrung in cm ² /m ² , Bemessungsfall 1 Bemessung GZT (Max=0.00)	
BAUTEIL : Pos. 3.0.1: Decke über EG BLOCK : Achsen B1-F1/9-10 VORGANG : Durchstanznachweise und Querkraftbemessung		ARCHIV NR. Seite 3-295 geprüft Gebhart	

<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	1
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.0.1 Decke über EG - Wandanschluss Achsen B1-D1/9	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			

Kommentare des Planers:

1. Eingabedaten

Allgemein

Bemessungsmethode	EN 1992-1-1:2004 + AC:2010, EN 1992-1-2:2004 + AC:2008
Effekt von ΔF_{td} berücksichtigen	ja
Überprüfung der Schubfuge	6.2.2
Bewehrung in der Druckzone für Bemessung berücksichtigen	nein
Anwendungstyp	Platte - Wand
Konstant in X-Richtung	ja
Lastart	Brand
Bemessung auf Stahlfließen	nein
Feuerwiderstandsdauer	90 min ✓
Nutzungsdauer	50 Jahre



Produkt

Mörtel	HIT-HY 200-R V3 ✓
Artikelnummer	2262131 HIT-HY 200-R V3 (Mörtel)
Europäisch technische Bewertung	ETA-19/0600
Herausgegeben	09. 04. 2024
Installation	Hammerbohren, Montagebedingungen: Trockenes Bohrloch
Bohrrichtung	Bohrhilfe wird benutzt (dadurch verbessert sich der Bohrwinkel)

Material und Geometrie

Bestandsbeton	C25/30, $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
Neuer Beton	C25/30, $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ ✓
Fugen-Rauheit	Rau
Kontaktfläche zwischen neuem und altem Beton	Rechteckiger Querschnitt, Breite = 1.000 mm, Höhe = 280 mm
Länge des Bestandsbetons	240 mm
Temperatur	Während der Installation: von 5°C bis 20°C; Während der Nutzung: 20 °C / 20 °C (kurz-/langfristig)
Bewehrung im Beton	Weite Bewehrung

<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	2
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.0.1 Decke über EG - Wandanschluss Achsen B1-D1/9	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			

Nachträglich installierte Bewehrung

	Durchmesser	Y-Koordinate	Verbund	f_{yk}	Bohrlochtiefe (l_v)
Lage oben 1	12mm	89 mm	Gut	500,00 N/mm ²	180 mm
Lage unten 1	12mm	-89 mm	Gut	500,00 N/mm ²	180 mm

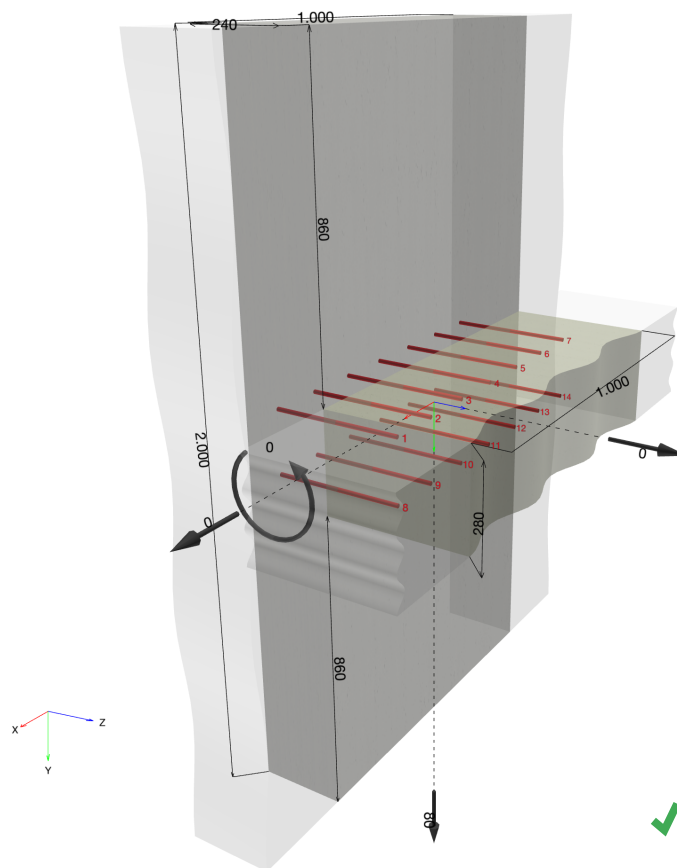
gewählt: $l_v \geq 200 \text{ mm}$



Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	3
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.0.1 Decke über EG - Wandanschluss Achsen B1-D1/9	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			

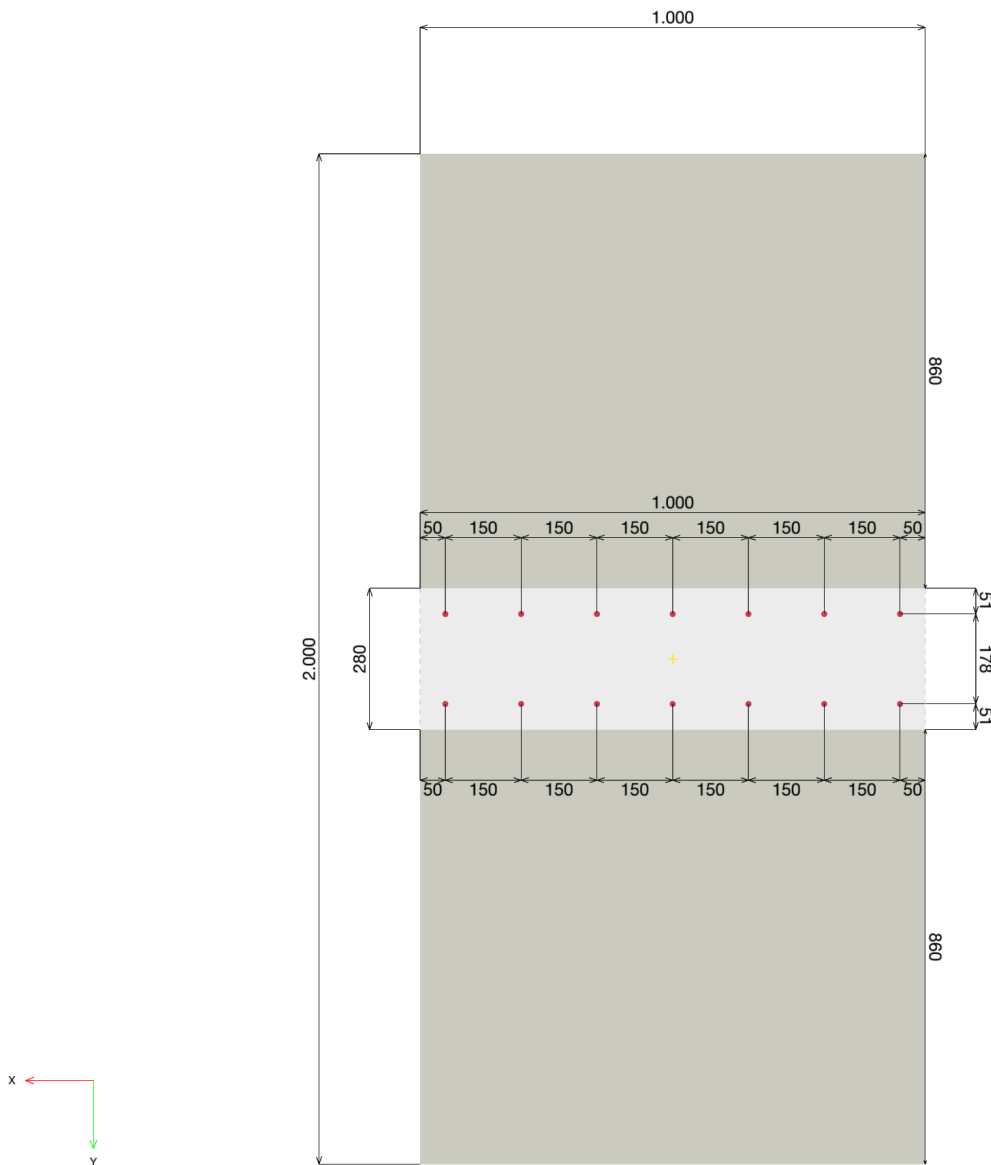
1.1. Geometrie und Lasten

Geometrische Abmessungen in [mm]. Lastwerte in [kN, kNm]



Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	4
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.0.1 Decke über EG - Wandanschluss Achsen B1-D1/9	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			

1.2. Frontale Ansicht des Betonquerschnitts



<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	6
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.0.1 Decke über EG - Wandanschluss Achsen B1-D1/9	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			

2. Lasten

2.1. Lastkombination und Geometrie

Lastfall	Lastart	V _x [kN]	V _y [kN]	N [kN]	M _x [kNm]	Bemessungsmethode	Bohrlochtiefe l _v [mm]	Max. Ausnutzung [%]
Combination 1	Brand	0,000	80,000	0,000	0,000	EN1992-1-1	179,537	93

Vertikale Auflagerkraft aus FEM-Berechnung (gemittelt):

$$V_{Ed} \sim (74 \times 1,35 + 39 \times 1,50) / 2 \sim 80 \text{ kN}$$



Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	7
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.0.1 Decke über EG - Wandanschluss Achsen B1-D1/9	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			

3. Übersicht der Ergebnisse (äußere Kräfte)

3.1. Referenzen

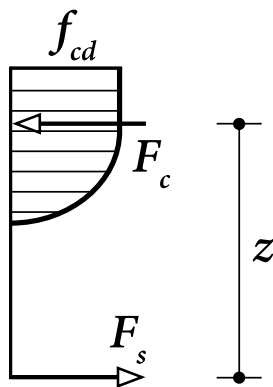
- [1] EN 1992-1-1:2011 (01/2011): Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- [2] EN 1992-1-2, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall
- [3] Nationaler deutscher Anhang für EN 1992-1-1:2011: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau

3.2. Verifizierung des Querschnitts

Beschreibung	Variable	Wert
Durchmesser der nachträglich installierten Bewehrung	ϕ	12 mm
Streckgrenze der nachträglich installierten Bewehrung	f_{yk}	500,00 N/mm ²
Betondruckfestigkeit, vorhanden	f_{ck}	25,00 N/mm ²
Betondruckfestigkeit, neu	f_{cd}	25,00 N/mm ²
Bauteilhöhe	h	280 mm
Bauteilbreite	b	1.000 mm

Die Bestimmung der Tragfähigkeit des Stahlbetonbauteils erfolgt unter der Annahme der Bernoulli-Hypothese ("ebene Abschnitte bleiben eben").

Für den (verdichteten) Beton wird das folgende Spannungs-Dehnungs-Verhältnis (Parabel-Rechteck-Diagramm) verwendet.



$$\sigma_c = f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{für } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \quad [1] \text{ Gl. (3.17)}$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{für } \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2} \quad [1] \text{ Gl. (3.18)}$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad [1] (3.15)$$

Das Diagramm der Spannungsdehnung für Betonstahl (auf Zug und Druck) wird als bi-linear mit einem horizontalen oberen Abzweig angenommen.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Bemessene Streckgrenze

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

Bemessungsdehnung bei Fließen der Bewehrung

$$\epsilon_{ud}$$

Bemessene Grenzdehnung für Stahlbewehrung



<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	8
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.0.1 Decke über EG - Wandanschluss Achsen B1-D1/9	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			

f_{ck} [N/mm ²]	α_{cc} [-]	γ_c [-]	f_{cd} [N/mm ²]	ϵ_{c2} [-]	ϵ_{cu2} [-]
25,00	0,850	1,500	14,17	0,002	0.0035
f_{yk} [N/mm ²]	γ_s [-]	f_{yd} [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]	ϵ_{yd} [-]	ϵ_{ud} [-]
500,00	1,150	434,78	200.000,00	0,002	0,020

Bewertung der maximalen Bewehrungsfläche (außerhalb der Übergreifungsstöße)

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c \quad [1] \text{ Abschnitt 9.3.1.1 (1)}$$

A_c [mm ²]	$A_{s,max}$ [mm ²]
280.000	11.200

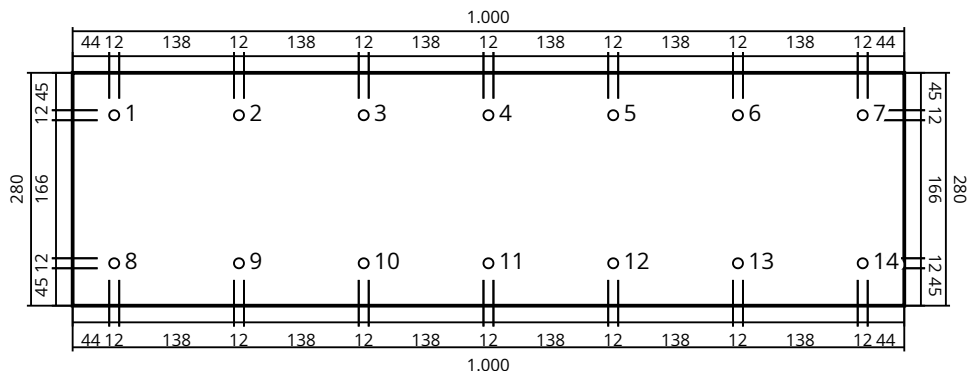
Zusätzliche Zugkraft aufgrund der Querkraft

$$\Delta F_{td} = F_{Ed} = |V_{Ed}| \cdot \frac{a_l}{z} \quad [1] \text{ Gl. 9.3 und Abschnitt 9.2.1.3 (2)}$$

$$a_l = d \quad [1] \text{ Abschnitt 9.2.1.3 (2)}$$

V_{Ed} [kN]	a_l [mm]	z [mm]	$\frac{a_l}{z}$ [-]	ΔF_{td} [kN]
-80,000	229	206	1,111	88,889

Anordnung und Durchmesser der Bewehrung an der Kontaktfläche; siehe Abbildung unten



Resultierende Bewehrungskräfte

Kraft (+Zug, -Druck)

Lage BottomLayer1 enthält Bewehrungsstäbe 8-14

Lage TopLayer1 enthält Bewehrungsstäbe 1-7

Lage	Zugkraft [kN]	Zusätzliche Zugkraft aufgrund der Querkraft (ΔF_{td}) [kN]	Gesamt-Kraft [kN]
TopLayer1	-	-	-
BottomLayer1	-	88,889	88,889



Daten sind auf Übereinstimmung mit den gegebenen Randbedingungen zu kontrollieren und auf Plausibilität zu prüfen! Hilti übernimmt keine Haftung für Eingabedaten durch den Anwender!

PROFIS Engineering (c) 2003-2025 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti ist eine registrierte Schutzmarke der Hilti AG, Schaan

Seite 3-303

geprüft Gebhart

<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	9
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.0.1 Decke über EG - Wandanschluss Achsen B1-D1/9	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			

Maximale Betonstauchung:	0,000 ‰
Maximale Betondruckspannung:	0,00 N/mm ²
resultierende Zugkraft in (x/y) = (0,000/0,000):	0,000 kN
resultierende Druckkraft in (x/y) = (0,000/0,000):	0,000 kN
innerer Hebelarm z =	- mm



Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	10
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.0.1 Decke über EG - Wandanschluss Achsen B1-D1/9	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			

4. Bemessung der Bewehrung unter Zugkraft ([1] Abschnitt 8.4 , 8.7 , [3] NA zum Abschnitt 8.4, 8.7)

4.1. Stahlprüfung und Bestimmung der Verankerungslänge

Eingabe

Beschreibung	Variable	Wert
Charakteristische Betondruckfestigkeit, vorhanden	f_{ck}	25,00 N/mm ²
Charakteristische Zugfestigkeit von Beton (5% Bruch), vorhanden	$f_{ctk;0.05}$	1,80 N/mm ²
Teilsicherheitsbeiwert für Werkstoff	γ_c	1,500
Partial material safety factor for fire	$\gamma_{c,fi}$	1,000
Koeffizient für langfristige Wirkungen auf die Zugfestigkeit	α_{ct}	1,000
Bemessungszugfestigkeit, vorhanden	f_{ctd}	1,20 N/mm ²
Bewehrungsdurchmesser, Nachträglich installiert	ϕ	12,000 mm
Streckgrenze der Bewehrung	f_{yk}	500,000 N/mm ²
Teilsicherheitsbeiwert für Werkstoff	$\gamma_{s,fi}$	1,000
Einfluss der Bewehrungsform ([1] Tabelle 8.2)	α_1	1,000
Einfluss der Betondeckung ([1] Tabelle 8.2, [3] NA zum Abschnitt 8.4.4 (2))	α_2	1,000
Einfluss des Querdrucks ([1] Tabelle 8.2, [3] NA zum Abschnitt 8.4.4 (2))		
Querdruck	p	0,00 N/mm ²
Direktes Auflager		
Querbeanspruchung Spalten	α_5	1,000

Maßgebende Lastsituation

Die vorgestellten Ergebnisse gelten für den maßgeblichen Lastfall:

Die Bemessung erfolgt auf Grundlage der Ergebnisse der Querschnittsanalyse (inkl. zusätzlicher Zugkräfte aufgrund der Querkkräfte)

Installations-/Bohrtiefe Ergebnisse

$$l_v \geq l_{bd}$$

Lage BottomLayer1 enthält Bewehrungsstäbe 8-14

Lage TopLayer1 enthält Bewehrungsstäbe 1-7

Lage	ϕ [mm]	l_{bd} [mm]	l_v [mm]
BottomLayer1	12	180	180
TopLayer1	12	180	180



<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	11
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.0.1 Decke über EG - Wandanschluss Achsen B1-D1/9	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			

Stahlprüfung

$$F_{Ed,fi} \leq F_{yd,fi} = k_s(\theta) \cdot A_s \frac{f_{yk}}{\gamma_{s,fi}}$$

$$k_s(\theta) = \frac{f_{sy,\theta}}{f_{yk}}$$

[2] Tabelle 5.1

Lage	$F_{Ed,fi}$ [kN]	ϕ [mm]	$k_s(\theta)$ [-]	$\gamma_{s,fi}$ [-]	A_s [mm ²]	$F_{yd,fi}$ [kN]	Ausnutzung [%]	Status
Nachträglich installiert BottomLayer1	12,698	12	1,000	1,000	113	56,549	23	OK
Nachträglich installiert TopLayer1	0,000	12	1,000	1,000	113	56,549	0	OK

Verankerungslänge

$$l_b = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd,fi} \geq l_{b,min} \quad [1] \text{ Gl. (8.4)}$$

$$l_{b,rqd,fi} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd,fi}}{f_{bd,fi}} \quad [1] \text{ Gl. (8.3)}$$

$$\sigma_{sd,fi} = \frac{F_{Ed,fi}}{A_s}$$

 für die
Bewertung
von $l_{b,min}$

$$\sigma_{sd} = f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad [1] \text{ Gl. (8.2)}$$

$$\eta_1 = 1.0 \text{ für gute Verbundeigenschaften} \quad [1] \text{ Abschnitt 8.4.2 (2), [3] NA zum Abschnitt 8.4.2}$$

$$\eta_1 = 0.7 \text{ für alle anderen Fällen}$$

$$\eta_2 = 1.0 \text{ für Bewehrungsstäbe mit } \phi \leq 32mm \quad [1] \text{ Abschnitt 8.4.2 (2)}$$

$$\eta_2 = \frac{(132-\phi)}{100} \text{ für Bewehrungsstäbe mit } \phi > 32mm$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0.05}}{\gamma_c} \quad [1] \text{ Gl. (3.16)}$$

$$f_{ctk;0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad [1] \text{ Tabelle (3.1)}$$

$$l_{b,min} = \max(0.3 \cdot l_{b,rqd}, 10 \cdot \phi, 100mm) \quad [1] \text{ Gl. (8.6), [3] NA zum Abschnitt 8.4.4 (1)}$$

Nachträglich installierte Bewehrung

 Im Falle von nachträglich installierten Bewehrungseisen ist $f_{bd,PIR}$ in [1] Gleichung (8.3) einzusetzen

$$f_{bd,PIR} = k_b \cdot f_{bd}$$

$$f_{bd,fi} = k_{b,fi}(\theta) \cdot f_{bd,PIR} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_{c,fi}}$$

$$k_{b,fi} \text{ Verbundwirkungsfaktor von ETA-19/0600}$$

$$k_b \text{ Verbundwirkungsfaktor von ETA-19/0600}$$

$$l_{0,min} = \alpha_{lb} \cdot l_{0,min}$$

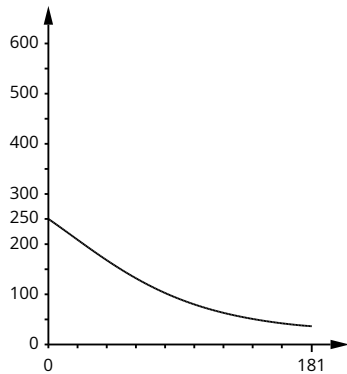
$$\alpha_{lb} \text{ Verstärkungsfaktor von ETA-19/0600}$$

Lage BottomLayer1

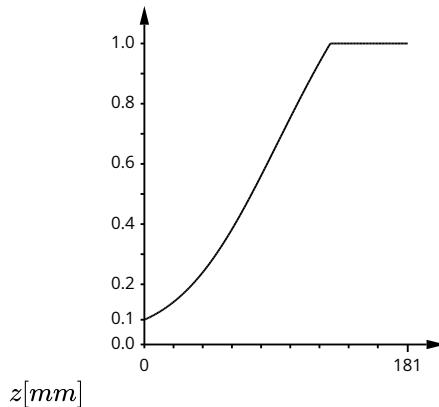
 T [°C] $k_{b,fi}$ [-]

 τ_{fi} [N/mm²]

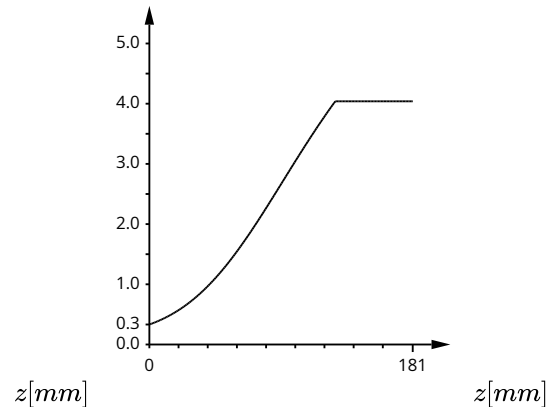

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	12
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.0.1 Decke über EG - Wandanschluss Achsen B1-D1/9	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			



Temperaturverteilung
Bewehrungsseisen
Min: 36 °C
Max: 250 °C

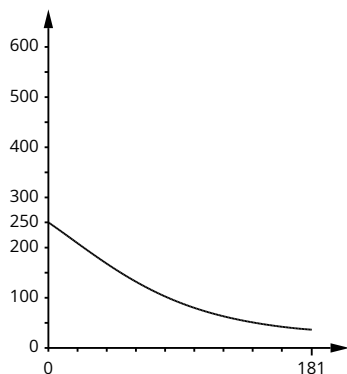


Verteilung des Reduktionsfaktors
für die Verbundspannung
Min: 0,08
Max: 1,00

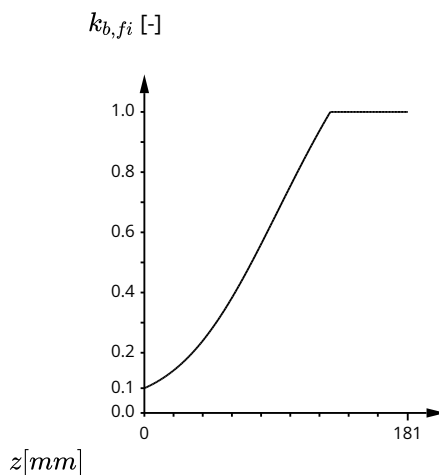


Verteilung der Verbundspannung
Min: 0,33 N/mm²
Max: 4,04 N/mm²

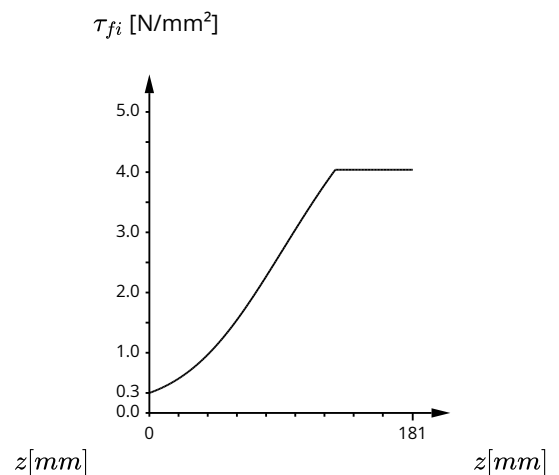
Lage TopLayer1
T [°C]



Temperaturverteilung
Bewehrungsseisen
Min: 36 °C
Max: 250 °C



Verteilung des Reduktionsfaktors
für die Verbundspannung
Min: 0,08
Max: 1,00



Verteilung der Verbundspannung
Min: 0,33 N/mm²
Max: 4,04 N/mm²

Beeinflussender Faktor (α_i) Gleichungen

Betondeckung

$$\alpha_2 = 1.00$$

$$0.70 \leq \alpha_2 = 1 - 0.15 \cdot \frac{(c_d - \phi)}{\phi} \leq 1.00$$

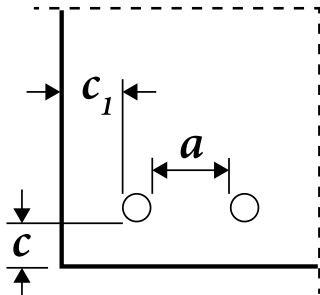
[3] NA zum Abschnitt 8.4.4 (2)

[1] Tabelle 8.2

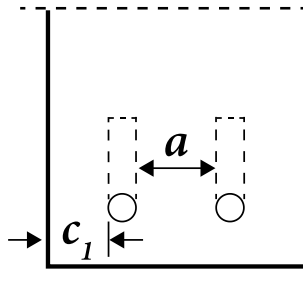


<https://www.hilti.de/>

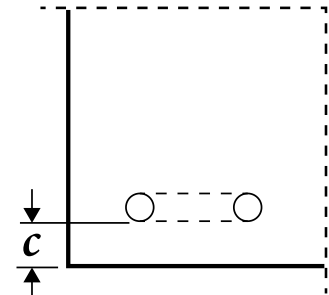
Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	13
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.0.1 Decke über EG - Wandanschluss Achsen B1-D1/9	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			



Gerade Eisen
 $c_d = \min\left(\frac{a}{2}, c_1, c\right)$



Gebogene Eisen oder mit Haken
 $c_d = \min(c_1, c)$



Eisen als Schlaufe verlegt
 $c_d = c$

Querdruck

$$0.70 \leq \alpha_5 = 1 - 0.04 \cdot p \leq 1.00$$

[1] Tabelle 8.2

Direktes Auflager

$$\alpha_5 = \frac{2}{3}$$

[3] NA zum Abschnitt 8.4.4 (2)

Begrenzte
vollständige
Betondeckung:

$$c_{aoc} \geq 10 \cdot \phi \text{ und}$$

Abstand zwischen
den
Übergreifungsstößen:

$$s > 10 \cdot \phi \text{ und}$$

$$\alpha_5 = \frac{2}{3}$$

[3] NA zum Abschnitt 8.4.4 (2)

Querbeanspruchung
Spalten

$$\alpha_5 = 1.50$$

[3] NA zum Abschnitt 8.4.4 (2)

Kombinationsgrenze

$$\alpha_{2,3,5} = \max(\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5; 0.7)$$

[1] Gl. (8.5)

Lage	F_{Ed} [kN]	ϕ [mm]	A_s [mm ²]	$\sigma_{sd,fi}$ [N/mm ²]	η_1 [-]	η_2 [-]	f_{ctd} [N/mm ²]
Nachträglich installiert BottomLayer1	12,698	12	113	112,28	1,000	1,000	1,20
Nachträglich installiert TopLayer1	0,000	12	113	0,00	1,000	1,000	1,20

Lage	k_b [-]	f_{bd} [N/mm ²]	$f_{bd,PIR}$ [N/mm ²]	$f_{bd,fi}$ [N/mm ²]	α_{lb} [-]	$l_{b,rqd,fi}$ [mm]	$l_{b,min}$ [mm]	α_1 [-]	c_d [mm]
Nachträglich installiert BottomLayer1	1,000	2,69	2,69	2,51	1,000	134	180	1,000	69
Nachträglich installiert TopLayer1	1,000	2,69	2,69	2,51	1,000	0	180	1,000	69

Lage	α_2 [-]	$\sum A_{st}$ [mm ²]	$\sum A_{st,min}$ [mm ²]	A_s [mm ²]	λ [-]	K [-]	α_3 [-]
Nachträglich installiert BottomLayer1	1,000	0	0	113	0,000	0,000	1,000
Nachträglich installiert TopLayer1	1,000	0	0	113	0,000	0,000	1,000

Daten sind auf Übereinstimmung mit den gegebenen Randbedingungen zu kontrollieren und auf Plausibilität zu prüfen! Hilti übernimmt keine Haftung für Eingabedaten durch den Anwender!

PROFIS Engineering (c) 2003-2025 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti ist eine registrierte Schutzmarke der Hilti AG, Schaan

Seite 3-308

geprüft Gebhardt

<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	14
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.0.1 Decke über EG - Wandanschluss Achsen B1-D1/9	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			

Lage	α_4 [-]	p [N/mm ²]	α_5 [-]	$\alpha_{2,3,5}$ [-]	l_{bd} [mm]
Nachträglich installiert BottomLayer1	1,000	0,00	1,000	1,000	180
Nachträglich installiert TopLayer1	1,000	0,00	1,000	1,000	180



<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	15
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.0.1 Decke über EG - Wandanschluss Achsen B1-D1/9	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			

4.2. Bauteile, die keine Bemessung der Schubbewehrung benötigen ([1] Abschnitt 6.2.2, [3] NA zum Abschnitt 6.2.2)

Eingabe

Beschreibung	Variable	Wert
Form des Querschnitts		rechteckig
Bauteilhöhe	h	280 mm
Bauteilbreite	b	1.000 mm
Effektive Tiefe (Querschnitt)	d	229 mm
Kleinste Breite (Zugbereich des Querschnitts)	b_w	1.000 mm
Betondruckfestigkeit, vorhanden	f_{ck}	25,00 N/mm ²
Betondruckfestigkeit, neu	f_{ck}	25,00 N/mm ²
Teilsicherheitsbeiwert für Werkstoff	γ_c	1,500
Koeffizient für langfristige Wirkungen auf die Druckfestigkeit	α_{cc}	0,850
Bemessung der Betondruckfestigkeit	f_{cd}	14,17 N/mm ²
Streckgrenze der Bewehrung	f_{yk}	500,00 N/mm ²
Teilsicherheitsbeiwert für Werkstoff	γ_s	1,150
Oberflächenrauigkeit ([1] Abschnitt 6.2.5, [3] NA zum Abschnitt 6.2.2 (6))		rau
Rauigkeitsfaktor	c	0.4

Nachweis

V_{Ed}	$\leq V_{Rd,c}$	
V_{Ed}	$\leq V_{Ed,Limit}$	
$V_{Ed,Limit}$	$= 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd}$	[1] Gl. (6.5)
ν	$= 0.675$	[3] NA zum Abschnitt 6.2.2 (6)
f_{cd}	$= \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$	[1] Gl. (3.15)
$V_{Rd,c}$	$= \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,min}) \cdot \frac{c}{0.5}$	[3] NA zum Abschnitt 6.2.2 (6)
$V_{Rd,c}$	$= \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$	[1] Gl. (6.2.a)
$V_{Rd,c,min}$	$= (\nu_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	[1] Gl. (6.2.b)
$C_{Rd,c}$	$= \frac{0.15}{\gamma_c}$	[1] Abschnitt 6.2.2 (1), [3] NA zum Abschnitt 6.2.2 (1)
k	$= 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$	[1] Abschnitt 6.2.2 (1)
ρ_l	$= \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$	[1] Abschnitt 6.2.2 (1)
k_1	$= 0.12$	[1] Abschnitt 6.2.2 (1), [3] NA zum Abschnitt 6.2.2 (1)
σ_{cp}	$= \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd}$	[1] Abschnitt 6.2.2 (1)
ν_{min}	$= \frac{0.0525}{\gamma_c} \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$ für $d \leq 600mm$	[3] Gl. (NA 6.3a)
ν_{min}	$= \frac{0.0375}{\gamma_c} \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$ für $d > 800mm$	[3] Gl. (NA 6.3b)
für		
$600 < d \leq 800mm$		
Interpolation ist erlaubt		



Daten sind auf Übereinstimmung mit den gegebenen Randbedingungen zu kontrollieren und auf Plausibilität zu prüfen! Hilti übernimmt keine Haftung für Eingabedaten durch den Anwender!

PROFIS Engineering (c) 2003-2025 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti ist eine registrierte Schutzmarke der Hilti AG, Schaan

Seite 3-310

geprüft Gebhardt

<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	16
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.0.1 Decke über EG - Wandanschluss Achsen B1-D1/9	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			

$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	f_{yd} [N/mm ²]	ρ_l [-]	f_{ck} [N/mm ²]	A_{sl} [mm ²]	k_1 [-]
0,100	1,935	434,78	0.0035	25,00	792	0,120
N_{Ed} [kN]	A_c [mm ²]	σ_{cp} [N/mm ²]	ν_{min} [N/mm ²]	b_w [mm]	d [mm]	$V_{Rd,c,min}$ [kN]
-0,000	279.208	-0,00	0,47	1.000	229	107,830
ν [N/mm ²]	f_{cd} [N/mm ²]	$V_{Ed,limit}$ [kN]	V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	c [-]	
0,675	14,17	1.094,906	80,000	90,914	0,400	
$V_{Rd,c,gov}$ [kN]	Ausnutzung [%]				Status	
86,264	93				OK	



<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	17
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.0.1 Decke über EG - Wandanschluss Achsen B1-D1/9	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			

5. Warnungen

Diese Bemessung berücksichtigt ausschließlich die Lastabtragung mit nachträglich installierten Bewehrungsstäben an der Kontaktfläche zwischen neuem und vorhandenem Beton.

Die Lastverteilung auf die Bewehrungsstäbe erfolgt unter der Annahme, dass die Querschnitte nach dem Biegen identisch bleiben.

Die Fugenflächen zum Betonieren müssen mindestens so weit aufgeraut werden, dass die Zuschlagstoffe herausragen.

Die Zubehörliste in diesem Bericht dient lediglich zur Information des Benutzers. Alle relevanten Installationsbedingungen (Bohren, Reinigen, Setzen) müssen gemäß der entsprechenden ETA und den Produkt-Gebrauchsanweisungen erfolgen.

Diese Bemessung gilt unter der Annahme, dass die Grenzwerte für die Betondeckung und die Bauteildicke nach EN1992-1-2 Abschnitt 5 gültig sind. Darüber hinaus ist eine Überprüfung im kalten Zustand erforderlich.

Es liegt in der Verantwortung des Anwenders, für eine ausreichende Querkraftbewehrung und Widerstandsfähigkeit $V_{rd,s}$ nach EN1992-1-1:2004 Abschnitt 6.2.3 zu sorgen.

Der Nachweis der Überprüfung der Schubfuge bei Verbindungen, die Belastungen aus Eigengewicht direkt über die Fuge ableiten, erfordert eine technisch fundierte Einschätzung. Die Möglichkeit der Entspannung der Verankerung und deren mögliche Auswirkung auf die Schubkraftübertragung in der Fuge sollte berücksichtigt werden. Dies gilt insbesondere für Kragarm-Elemente.

Wird bei der Bemessung von einer gelenkig gelagerten Verbindung ausgegangen, kann ein Nachweis der Teilbefestigung nach EN1992-1-1 erforderlich sein.

The interface shear verification is conducted assuming static loading only without fire exposure considerations. When high temperature in concrete is expected, the designer may need to carry out a detailed design as per EN 1992-1-1, section D3. This is beyond the scope of PROFIS Engineering.

Nachweis der Schnittstelle: OK!



<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	18
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.0.1 Decke über EG - Wandanschluss Achsen B1-D1/9	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			

6. Installationsdaten

Mörtel: HIT-HY 200-R V3 + Rebar

Artikelnummer: 2262131 HIT-HY 200-R V3 (Mörtel)

Streckgrenze der Bewehrung f_{yk} : 500,00 N/mm²

Bohrmethode: Hammerbohren (Bohrhilfe wird benutzt)

Bohrlochartyp: Trockenes Bohrloch

Installationstemperatur: von 5°C bis 20°C

Rauheit: Rau

Oberste Lage 1

Durchmesser Bewehrungseisen: 12mm

Abstand: 150 mm

Obere Betondeckung: 45 mm

Bohrlochtiefe, l_v : 180 mm

Bohrdurchmesser, d_0 : 14 mm

Bohrlochreinigung: Druckluftreinigung

Untere Lage 1

Durchmesser Bewehrungseisen: 12mm

Abstand: 150 mm

Untere Betondeckung: 45 mm

Bohrlochtiefe, l_v : 180 mm

Bohrdurchmesser, d_0 : 14 mm

Bohrlochreinigung: Druckluftreinigung



<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	19
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.0.1 Decke über EG - Wandanschluss Achsen B1-D1/9	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			

6.1. Maximale Verarbeitungszeit und minimale Aushärtezeit ¹⁾

Temperatur des Untergrundmaterials T	maximale Arbeitszeit t _{work}	Mindest-Aushärtezeit t _{cure}
-10 °C bis -5 °C	3 Stunden	20 Stunden
-4 °C bis 0 °C	1.5 Stunden	8 Stunden
1 °C bis 5 °C	45 min.	4 Stunden
6 °C bis 10 °C	30 min.	2.5 Stunden
11 °C bis 20 °C	15 min.	1.5 Stunden
21 °C bis 30 °C	9 min.	1 Stunden
31 °C bis 40 °C	6 min.	1 Stunden

1) Die Mindesttemperatur der Folienverpackung beträgt +5 °C.



<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	20
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.0.1 Decke über EG - Wandanschluss Achsen B1-D1/9	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			

7. Bemerkungen; Ihre Mitwirkungspflichten

Sämtliche in den Programmen enthaltenen Informationen und Daten beziehen sich ausschließlich auf die Verwendung von Hilti-Produkten und basieren auf den Grundsätzen, Formeln und Sicherheitsbestimmungen gem. den technischen Anweisungen und Bedienungs-, Setz- und Montageanleitungen usw. von Hilti, die vom Anwender strikt eingehalten werden müssen. Sämtliche enthaltenen Werte sind Durchschnittswerte; daher sind vor Anwendung des jeweiligen Hilti-Produkts stets einsatzspezifische Tests durchzuführen. Die Ergebnisse der mittels der Software durchgeführten Berechnungen beruhen maßgeblich auf den von Ihnen einzugebenden Daten. Sie tragen daher die alleinige Verantwortung für die Fehlerfreiheit, Vollständigkeit und Relevanz der von Ihnen einzugebenden Daten. Sie sind weiterhin alleine dafür verantwortlich, die erhaltenen Ergebnisse der Berechnung vor der Verwendung für Ihre spezifische(n) Anlage(n) durch einen Fachmann überprüfen und freigeben zu lassen, insbesondere hinsichtlich der Konformität mit geltenden Normen und Zulassungen. Die Software dient lediglich als Hilfsmittel zur Auslegung von Normen und Zulassungen ohne jegliche Gewährleistung auf Fehlerfreiheit, Richtigkeit und Relevanz der Ergebnisse oder Geeignetheit für eine bestimmte Anwendung.

Sie haben alle erforderlichen und zumutbaren Maßnahmen zu ergreifen, um Schäden durch die Software zu verhindern oder zu begrenzen. Insbesondere müssen Sie für die regelmäßige Sicherung von Programmen und Daten sorgen sowie regelmäßig ggf. von Hilti angebotene Updates der Software durchführen. Sofern Sie nicht die AutoUpdate-Funktion der Software nutzen, müssen Sie durch manuelle Updates über die Hilti-Website sicherstellen, dass Sie jeweils die aktuelle und somit gültige Version der Software verwenden. Soweit Sie diese Verpflichtung schuldhaft verletzen, haftet Hilti nicht für daraus entstehende Folgen, insbesondere nicht für die Wiederbeschaffung verlorener oder beschädigter Daten oder Programme.



Daten sind auf Übereinstimmung mit den gegebenen Randbedingungen zu kontrollieren und auf Plausibilität zu prüfen! Hilti übernimmt keine Haftung für Eingabedaten durch den Anwender!

PROFIS Engineering (c) 2003-2025 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti ist eine registrierte Schutzmarke der Hilti AG, Schaan

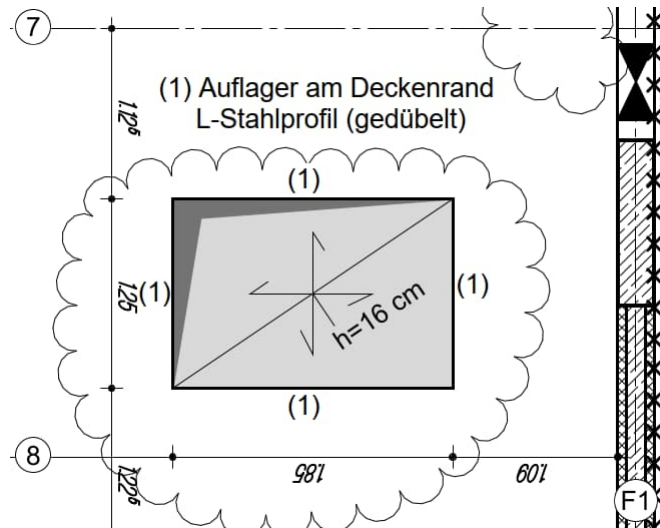
Seite 3-315

geprüft Gebhart

Pos. 3.0.2 Stb.-Decken h=16 cm über EG (Deckenschließungen) – Achsen D1-F1 / 7-8 + F1-J1 / 5-6

1. Statisches System

- Maßgebend ist die Deckenschließung im Bereich Achse D1-F1 / 7-8
- Deckenschließungen im Bereich der Achsen F1-J1/5-6 bei geringeren Abmessungen analog.
- Vorgesehene Ausführung als Vollfertigteil



Baustoffe

- Betonfestigkeit: C 25/30
- Expositionsklassen: XC1, WO (Innenbauteil)
- Zulässige Rissbreiten: $w_k = 0,40 \text{ mm}$ (Innenbauteil)
- Betondeckung: $c_{\text{nom}} = 35 \text{ mm}$
- Bewehrung: B500 A oder B

2. Belastung

- Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen

Einwirkende Lasten

	G	Q
• Eigengewicht:	$G = 0,16 \cdot 25 = 4,00$	
• Ausbau- und Nutzflächenlast:	$G_1/Q_1 = 2,50 / 3,00$	
	$\Sigma G/Q = 6,50 / 3,00$	

3. Schnittgrößen und Bemessung

- Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Auflagerkräfte max. $A_{G,k} / A_{Q,k} = 4,1 / 1,9 \text{ [kN/m]}$

Biegebewehrung $A_{s,\text{erf.}} = 2,21 \text{ cm}^2/\text{m}$

- Gewählt: $\varnothing 8/15 \#$ oder Q335 obere + unter Lage $(3,35 \text{ cm}^2/\text{m})$

Die Ausführung als Vollfertigteil erfordert für die Transport- und Montagezustände ggf. zusätzliche Bewehrung, z.B. im Bereich der Anschlagpunkte des Kranes. Die Bemessung und statischen Nachweise für die Montage- und Transportzustände, einschließlich der Anschlagpunkte und -mittel (Einbauteile) für das An- und Einheben mit einem Kran, erfolgen durch den Fertigteilhersteller bzw. die ausführende Firma (AN).

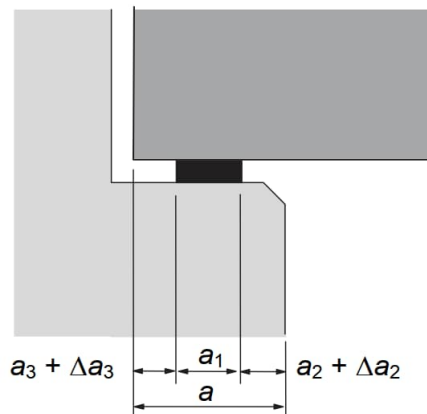
4. Linienauflager entlang des Deckenrandes – Pos. 3.0.2.1

- Auflagerkraft (GZT) $F_{Ed} = 1,35 \cdot 4,1 + 1,50 \cdot 1,9 = 8,4 \text{ kN/m}$ ✓
- Gewählt: Elastomer-Streifenlager 40 x 10 mm ✓
- Druckspannung: $\sigma_{Ed} = 0,008 / 0,04 = 0,2 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \sigma_{Ed} \geq 1,0 \text{ N/mm}^2$ (Ansatz) ✓
- Bezogene Auflagerpressung (DIN EN 1992-1-1, Abs. 10.9.5):
(C25/30) $\sigma_{Ed} / (0,85 \cdot f_{cd}) = 1,0 / (0,85 \cdot 14,2) = 0,08 < 0,15 \rightarrow \min. a_1 = 25 \text{ mm} < \text{vorh. } a_1 = 40 \text{ mm}$

Nennwert der Auflagertiefe: $a = a_1 + a_2 + a_3 + (\Delta a_2^2 + \Delta a_3^2)^{0,5}$

$$a_{\text{erf.}} = 40 + 0 + 5 + (10^2 + 1,0^2)^{0,5} \geq \underline{55 \text{ mm}} > 15 \text{ mm} = 4000 / 125 = L / 125 = a_{\min}$$

mit $a_1 = 40 \text{ mm}$ (gewähltes Elastomerlager) ✓
 $a_2 = 0 \text{ mm}$ (Tab. 10.3: Linienlager Stahl)
 $a_3 = 5 \text{ mm}$ (Tab. 10.4: Gerade Stäbe am Bauteilende verankert)
 $\Delta a_2 = 10 \text{ mm}$ (Tab. 10.5: $10 \text{ mm} \leq 1850/1200 = 1,5 \text{ mm} \leq 30 \text{ mm}$)
 $\Delta a_3 = 1 \text{ mm}$ ($l_n / 2500 = 1850 / 2500 < 1 \text{ mm}$)



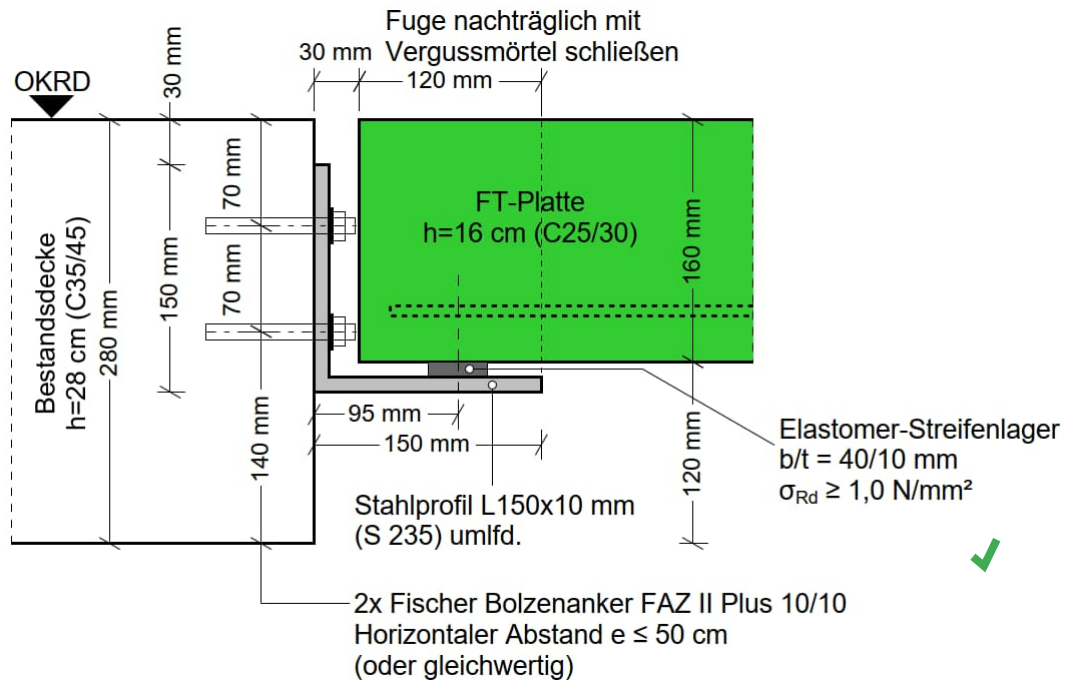
- Verankerungslänge der Bewehrung: $l_{b, \text{req}} = 32 \text{ cm}$ (C25/30, Stab-Ø8 mm gute Verbundbedingungen)
- Mindestverankerungslänge: $l_{b, \text{dir}} = 2/3 \cdot l_{b, \text{min}} = 2/3 \cdot 0,3 \cdot 32 = \underline{6,4 \text{ cm}} > 2/3 \cdot 8 = 5,3 \text{ cm}$ ✓
- Auflagertiefe aus der Bewehrungsverankerung der Platte: ✓

$$a \geq l_{b, \text{dir}} + c_v + a_2 + \Delta a_2 = 65 + 20 + 0 + 10 \sim 100 \text{ cm} \quad \checkmark$$

- Anschlussbauteil: mit $F_{Ed} = 8,4 \text{ kN/m}$ $M_{Ed} \leq F_{Ed} / e = 8,4 / 0,10 < 1,0 \text{ kNm/m}$
- Gewählt: Stahlprofil L150/10 mm (S 235) umlaufend entlang des Öffnungsrandes ✓
- mit Dübelverankerung je 2x Fischer Bolzenanker FAZ II Plus 10/10 Horizontaler Abstand $e \leq 50 \text{ cm}$ (oder gleichwertig) ✓

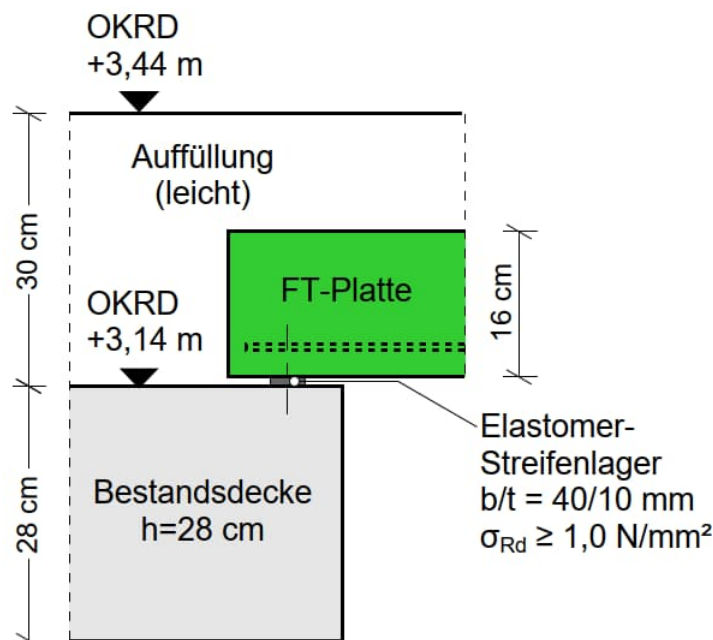
→ Siehe Leitdetail Pos. 3.0.2.1 folgende Seite

Leitdetail Pos. 3.0.2.1 – Randaufleger Deckenschließung im EG



Alternative Ausführung der Plattenaufleger im Bereich der Achsen F1-J1 / 5-6

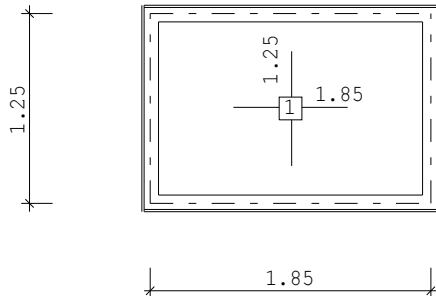
Die zu schließenden Deckenöffnungen im Bereich der Achsen F1-J1 / 5-6 liegen im tieferen, gegenüber der Regeldecke um 30 cm abgesenkten Deckenbereich (OKRD = +3,14 m). Da dieser Höhengsprung durch eine Auffüllung an die Regeldeckenhöhe OKRD = +3,44 m angeglichen wird, können hier die Fertigteilplatten ggf. auf der Deckenoberseite angeordnet und entlang der Öffnungsränder aufgelagert werden.



Pos. 3.0.2 Stb.-Decken h=16 cm über EG (Deckenschließungen) – Achsen D1-F1 / 7-8 + F1-J1 / 5-6

Durchlaufplatten (x64) PL5 02/2023 (FRILO R-2023-2/P09)

SYSTEM **h = 16.0 cm C 25/30** B500B M 1 : 50



Momentenausgleich nach Pieper / Martens

Platten-Typ 1 : Kragplatte
2 : 2-seitig gelagerte Platte (nur 2 Gegenseiten)
3 : 3-seitig gelagerte Platte (Stiglat / Wippel)
4 : 4-seitig gelagerte Platte (Pieper / Martens)
mit reduzierter Drillsteifigkeit

Berechnung und Bemessung nach DIN EN 1992-1-1
Grenze $k_x < 0.45$ wird berücksichtigt (8.2(3))

G - Lastanteile * 1.35 und Q - Lastanteile * 1.5 zur Ermittlung der Bemessungsmomente

Sturz- und Auflagerlasten werden 1.0-fach ausgegeben

Drillbewehrung wird nicht ermittelt

Randbedingungen : Ziffer -1 = freier Rand
Ziffer 0 = frei drehbar gelagert
Ziffer >0 = eingespannter Rand zu Platte Nr.

SYSTEM				Belastung		Randbedingungen			
Platte Nr.	Lx [m]	Ly [m]	h [cm]	gk [kN/m ²]	qk	Randmitten		Randecken	
						li	re	un	ob li/un re/ob
1	1.85	1.25	16.0	6.50	3.00	0	0	0	0

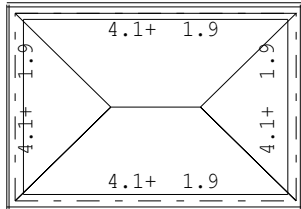
FELDMOMENTE [kNm/m]				Biegebemessung				C 25/30
Platte Nr.	Typ	Richtung	md	d [cm]	kd	As [cm ² /m]	gew.	B500B
1	vierseitig	Mitte x	0.75	11.0	12.74	2.21 *3		
		y	1.85	12.0	8.83	2.03 *3		

*3 Mindestbewehrung

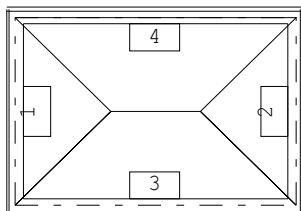
AUFLAGER-LASTORDINATEN aus Flächenlasten [kN/m]									
Platte Nr.	links		rechts		unten		oben		
	gk	qk	gk	qk	gk	qk	gk	qk	
1	4.06	1.88	4.06	1.88	4.06	1.88	4.06	1.88	

AUFLAGER-GEOMETRIEORDINATEN aus Flächenlasten [m]				
Platte	x1	x2	y1	y2
1	0.62	1.23	0.62	0.62

AUFLAGER-LASTORDINATEN aus Flächenlasten [kN/m] M 1 : 50



TEILFLÄCHEN [Nr] (zugehörige Last siehe Tabelle) M 1 : 50



LASTEN DER TEILFLÄCHEN aus Flächenlasten [kN]						
Platte Nr.	Fläche Nr.	Last Gk[kN]	Last Qk[kN]	Fläche Nr.	Last Gk[kN]	Last Qk[kN]
1	1	2.54	1.17	2	2.54	1.17
	3	4.98	2.30	4	4.98	2.30
Gk =		15.03 kN,	Qk =	6.94 kN		



21069-1 | AKK Aufstockung Reha-Gebäude

Ingenieurbüro
Wetzel & von Seht

www.fischer.de

Friesenweg 5E
22763 Hamburg
Telefon: 040 8891670
Fax: 040 88916767
info@wvs.eu
www.wvs.eu

Kommentar

Pos. 3.0.2.1 Deckenschließungen im EG - Achsen D1-F1/7-8
L-Winkelanschluss zur Bestandsdecke

Bemessungsgrundlagen

Anker

Ankersystem
Anker

fischer Bolzenanker FAZ II Plus
Bolzenanker FAZ II Plus 10/10,
galvanisch verzinkter Stahl

40 mm

Rechnerische
Verankerungstiefe
Bemessungsdaten

Ankerbemessung in Beton nach Europäischer Technischer
Bewertung ETA-19/0520, Option 1,
Erteilungsdatum 24.05.2023

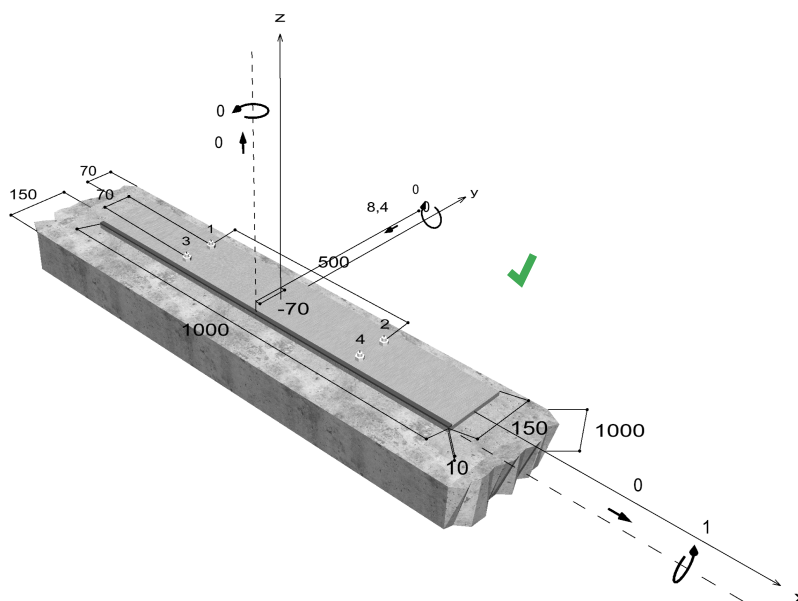


Geometrie / Lasten / Maßeinheiten

mm, kN, kNm

Bemessungswert der Einwirkungen

(inkl. Teilsicherheitsbeiwert Last)



Nicht maßstabsgetreu

21069-1 | AKK Aufstockung Reha-Gebäude

Eingabedaten

Bemessungsverfahren	EN 1992-4:2018 mechanische Befestigungselemente
Verankerungsgrund	C35/45 , EN 206
Betonzustand	Gerissen, Trockenes Bohrloch
Bewehrung	Keine oder normale Bewehrung. Ohne Randbewehrung. Mit Spaltbewehrung
Bohrverfahren	Hammerbohren
Montageart	Durchsteckmontage
Ringspalt	gemäß Benutzereingabe
Belastungsart	Statisch oder quasi-statisch
Ankerplattenposition	Bündig montierte Ankerplatte
Ankerplattenmaße	1.000 mm x 150 mm x 10 mm
Profiltyp	Benutzerdefiniertes Profil



Bemessungslasten *)

#	N _{Ed} kN	V _{Ed,x} kN	V _{Ed,y} kN	M _{Ed,x} kNm	M _{Ed,y} kNm	M _{T,Ed} kNm	Belastungsart
1	0,00	0,00	-8,40	1,00	0,00	0,00	Statisch oder quasi-statisch



*) Incl. Teilsicherheitsbeiwert Last

Resultierende Ankerkräfte

Anker-Nr.	Zugkraft kN	Querkraft kN	Querkraft x kN	Querkraft y kN
1	4,33	2,10	0,00	-2,10
2	4,33	2,10	0,00	-2,10
3	1,20	2,10	0,00	-2,10
4	1,20	2,10	0,00	-2,10



Max. Betonstauchung :	0,05 ‰
Max. Betondruckspannung :	1,7 N/mm ²
Resultierende Zugkraft :	11,06 kN , X/Y Position (0 / 20)
Resultierende Druckkraft :	11,06 kN , X/Y Position (0 / -71)

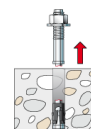
Widerstand gegenüber Zugbeanspruchungen

Nachweis	Last kN	Tragfähigkeit kN	Ausnutzung β _N %
Stahlversagen *	4,33	23,36	18,6
Herausziehen *	4,33	11,44	37,9
Betonausbruch	5,53	9,14	60,5

* Ungünstigster Anker

Stahlversagen

$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (N_{Rd,s})$$



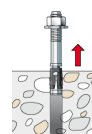
21069-1 | AKK Aufstockung Reha-Gebäude

$N_{Rk,s}$ kN	γ_{Ms}	$N_{Rd,s}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,s}$ %
32,70	1,40	23,36	4,33	18,6

Anker-Nr.	$\beta_{N,s}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1	18,6	1	$\beta_{N,s;1}$
2	18,6	2	$\beta_{N,s;2}$
3	5,1	3	$\beta_{N,s;3}$
4	5,1	4	$\beta_{N,s;4}$

Herausziehen

$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}} \quad (N_{Rd,p})$$



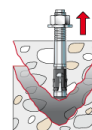
$N_{Rk,p}$ kN	Ψ_c	γ_{Mp}	$N_{Rd,p}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,p}$ %
17,16	1,320	1,50	11,44	4,33	37,9

Der Psi,c-Faktor wurde eventuell durch Interpolation ermittelt.

Anker-Nr.	$\beta_{N,p}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1, 2	37,9	1	$\beta_{N,p;1}$
3, 4	10,5	2	$\beta_{N,p;2}$

Betonausbruch

$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad (N_{Rd,c})$$



$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{M,N} \quad \text{Gl. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c} = 11,52 \text{ kN} \cdot \frac{22.800 \text{ mm}^2}{14.400 \text{ mm}^2} \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 0,751 \cdot 1,000 = 13,71 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 7,7 \cdot \sqrt{35,0 \text{ N/mm}^2} \cdot (40 \text{ mm})^{1,5} = 11,52 \text{ kN} \quad \text{Gl. (7.2)}$$

$$\Psi_{s,N} = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}}\right) = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{70 \text{ mm}}{60 \text{ mm}}\right) = 1,000 \leq 1 \quad \text{Gl. (7.4)}$$

$$\Psi_{re,N} = 1,000 \quad \text{Gl. (7.5)}$$

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_N}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1,000 \cdot 0,751 = 0,751 \leq 1 \quad \text{Gl. (7.6)}$$

$$\Psi_{ec,Nx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0 \text{ mm}}{120 \text{ mm}}} = 1,000 \leq 1 \quad \Psi_{ec,Ny} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 20 \text{ mm}}{120 \text{ mm}}} = 0,751 \leq 1$$



21069-1 | AKK Aufstockung Reha-Gebäude

$$\Psi_{M,N} = 1,00 \geq 1$$

Gl. (7.7)

$N_{Rk,c}$ kN	γ_{Mc}	$N_{Rd,c}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,c}$ %
13,71	1,50	9,14	5,53	60,5

Anker-Nr.	$\beta_{N,c}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1, 3	60,5	1	$\beta_{N,c;1}$
2, 4	60,5	2	$\beta_{N,c;2}$

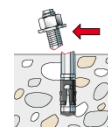
Widerstand gegenüber Querbeanspruchungen

Nachweis	Last kN	Tragfähigkeit kN	Ausnutzung β_v %
Stahlversagen ohne Hebelarm *	2,10	20,96	10,0
Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite	4,20	31,63	13,3
Betonkantenbruch	4,20	17,19	24,4

* Ungünstigster Anker

Stahlversagen ohne Hebelarm

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (V_{Rd,s})$$



$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 = 1,00 \cdot 26,20kN = 26,20kN$$

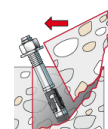
Gl. (7.35)/
(7.36)

$V_{Rk,s}$ kN	γ_{Ms}	$V_{Rd,s}$ kN	V_{Ed} kN	β_{Vs} %
26,20	1,25	20,96	2,10	10,0

Anker-Nr.	β_{Vs} %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1	10,0	1	$\beta_{Vs;1}$
2	10,0	2	$\beta_{Vs;2}$
3	10,0	3	$\beta_{Vs;3}$
4	10,0	4	$\beta_{Vs;4}$

Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} \quad (V_{Rd,cp})$$



$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot N_{Rk,c} = 2,6 \cdot 18,25kN = 47,44kN$$

Gl. (7.39a)

Die Eingabewerte und die Bemessungsergebnisse sind zu kontrollieren und anhand gültiger Normen und Zulassungen auf Plausibilität zu prüfen.
Bitte beachten Sie den Haftungsausschluss in den Lizenzbedingungen der Software.

Seite 3-324

geprüft Gebhart

Seite 4

21069-1 | AKK Aufstockung Reha-Gebäude

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{M,N} \quad \text{Gl. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c} = 11,52kN \cdot \frac{22.800mm^2}{14.400mm^2} \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 = 18,25kN$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 7,7 \cdot \sqrt{35,0N/mm^2} \cdot (40mm)^{1,5} = 11,52kN \quad \text{Gl. (7.2)}$$

$$\Psi_{s,N} = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}}\right) = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{70mm}{60mm}\right) = 1,000 \leq 1 \quad \text{Gl. (7.4)}$$

$$\Psi_{re,N} = 1,000 \quad \text{Gl. (7.5)}$$

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2\epsilon_u}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1,000 \cdot 1,000 = 1,000 \leq 1 \quad \text{Gl. (7.6)}$$

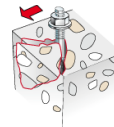
$$\Psi_{M,N} = 1,00 \geq 1 \quad \text{Gl. (7.7)}$$

V_{Rk,cp} kN	γ_{Mc}	V_{Rd,cp} kN	V_{Ed} kN	β_{v,cp} %
47,44	1,50	31,63	4,20	13,3

Anker-Nr.	β_{v,cp} %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1, 3	13,3	1	β _{v,cp;1}
2, 4	13,3	2	β _{v,cp;2}

Betonkantenbruch

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad (V_{Rd,c})$$



$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \Psi_{s,V} \cdot \Psi_{h,V} \cdot \Psi_{\alpha,V} \cdot \Psi_{ec,V} \cdot \Psi_{re,V} \quad \text{Gl. (7.40)}$$

$$V_{Rk,c} = 25,79kN \cdot \frac{101.250mm^2}{101.250mm^2} \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 = 25,79kN$$

$$V_{Rk,c}^0 = k_9 \cdot d_{nom}^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1,5} \quad \text{Gl. (7.41)}$$

$$V_{Rk,c}^0 = 1,7 \cdot (10mm)^{0,052} \cdot (40mm)^{0,058} \cdot \sqrt{35,0N/mm^2} \cdot (150mm)^{1,5} = 25,79kN$$

$$\alpha = 0,1 \cdot \sqrt{\frac{l_f}{c_1}} = 0,1 \cdot \sqrt{\frac{40mm}{150mm}} = 0,052 \quad \beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1}\right)^{0,2} = 0,1 \cdot \left(\frac{10mm}{150mm}\right)^{0,2} = 0,058 \quad \text{Gl. (7.42/7.43)}$$

$$\Psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5c_1} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{225mm}{1,5 \cdot 150mm} = 1,000 \leq 1 \quad \text{Gl. (7.45)}$$

$$\Psi_{h,V} = \max\left(1; \sqrt{\frac{1,5c_1}{h}}\right) = \max\left(1; \sqrt{\frac{1,5 \cdot 150mm}{1.000mm}}\right) = 1,000 \geq 1 \quad \text{Gl. (7.46)}$$

$$\Psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0,5 \cdot \sin \alpha_V)^2}} = \sqrt{\frac{1}{(\cos 0,0)^2 + (0,5 \cdot \sin 0,0)^2}} = 1,000 \geq 1 \quad \text{Gl. (7.48)}$$

21069-1 | AKK Aufstockung Reha-Gebäude

$$\Psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_c}{3 \cdot c_1}} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{3 \cdot 150mm}} = 1,000 \leq 1$$

Gl. (7.47)

$$\Psi_{re,V} = 1,000$$

V _{Rk,c} kN	Y _{Mc}	V _{Rd,c} kN	V _{Ed} kN	β _{V,c} %
25,79	1,50	17,19	4,20	24,4

Anker-Nr.	β _{V,c} %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1, 2	16,2	1	β _{V,c;1}
3	24,4	2	β _{V,c;2}
4	24,4	3	β _{V,c;3}

Ausnutzung für Zug- und Querlasten

Zuglasten	Ausnutzung β _N %	Querlasten	Ausnutzung β _V %
Stahlversagen *	18,6	Stahlversagen ohne Hebelarm *	10,0
Herausziehen *	37,9	Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite	13,3
Betonausbruch	60,5	Betonkantenbruch	24,4

* Ungünstigster Anker

Ausnutzung für kombinierte Zug- und Querbelastung

Ausnutzung Stahl

$$\beta_{N,s} = \beta_{N,s;1} = 0,19 \leq 1$$
$$\beta_{V,s} = \beta_{V,s;1} = 0,10 \leq 1$$
$$\beta_N^2 + \beta_V^2 = \beta_{N,s;1}^2 + \beta_{V,s;1}^2 = 0,04 \leq 1$$

Gl. (7.55)

Ausnutzung Beton

$$\beta_{N,c} = \beta_{N,c;2} = 0,60 \leq 1$$
$$\beta_{V,c} = \beta_{V,c;2} = 0,24 \leq 1$$
$$\beta_N^{1,5} + \beta_V^{1,5} = \beta_{N,c;1}^{1,5} + \beta_{V,c;2}^{1,5} = 0,59 \leq 1$$

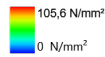
Gl. (7.56)



Nachweis erfolgreich

Ankerplattendicke

Spannungsverteilung innerhalb der Ankerplatte



Ankerplattendetails

Ankerplattendicke (FE-Berechnung)	t =	10 mm
Material der Ankerplatte		S 235 (St 37)
E-Modul	E =	210.000 N/mm²
Streckgrenze	R _{p0,2} =	235 N/mm²
Sicherheitsfaktor	γ _M =	1,0
Querdehnzahl	ν =	0,3
Ausnutzung	η =	45 %

Profiltyp

Benutzerdefiniertes Profil

Technische Hinweise

Bei der Bemessung wurde vorausgesetzt, dass die Ankerplatte (falls vorhanden) unter den einwirkenden Schnittkräften eben bleibt. Deshalb muss sie ausreichend steif sein. Die in C-Fix enthaltene Ankerplattenbemessung basiert auf einem Spannungsnachweis, erlaubt aber keine direkte Aussage über die Plattensteifigkeit. Die Lastweiterleitung im Beton ist für den Grenzzustand der Tragfähigkeit sowie den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nachzuweisen. Hierfür sind die erforderlichen Nachweise für das Bauteil incl. den Ankerlasten zu führen. Die weitergehenden Bestimmungen des Bemessungsverfahrens hierfür sind zu beachten. Die Nachweise gelten nur für die Kaltbemessung.

Allgemeine Hinweise

Sämtliche in den Programmen enthaltenen Informationen und Daten beziehen sich ausschließlich auf die Verwendung von fischer-Produkten und basieren auf den Grundsätzen, Formeln und Sicherheitsbestimmungen gem. den technischen Anweisungen und Bedienungs-, Setz und Montageanleitungen usw. von fischer, die vom Anwender genau eingehalten werden müssen.

Die Anzahl, der Hersteller, die Art und die Geometrie der Befestigungselemente dürfen nicht geändert werden wenn dies nicht vom verantwortlichen Tragwerksplaner nachgewiesen und gestattet ist.

Sämtliche enthaltenen Werte sind Durchschnittswerte; daher sind vor Anwendung des jeweiligen fischer-Produkts stets einsatzspezifische Tests durchzuführen. Die Ergebnisse der mittels der Software durchgeführten Berechnungen beruhen maßgeblich auf den von Ihnen einzugebenden Daten. Sie tragen daher die alleinige Verantwortung für die Fehlerfreiheit, Vollständigkeit und Relevanz der von Ihnen einzugebenden Daten. Sie sind weiterhin alleine dafür verantwortlich, die erhaltenen Ergebnisse der Berechnung vor der Verwendung für Ihre spezifische(n) Anlage(n) durch einen Fachmann überprüfen und freigeben zu lassen, insbesondere hinsichtlich der Konformität mit geltenden Normen und Zulassungen. Das Bemessungsprogramm dient lediglich als Hilfsmittel zur Auslegung von Normen und Zulassungen ohne jegliche Gewährleistung auf Fehlerfreiheit, Richtigkeit und Relevanz der Ergebnisse oder Eignung für eine bestimmte Anwendung. Sie haben alle erforderlichen und zumutbaren Maßnahmen zu ergreifen, um Schäden durch das Bemessungsprogramm zu verhindern oder zu begrenzen. Insbesondere müssen Sie für die regelmäßige Sicherung von Programmen und Daten sorgen sowie regelmäßig ggf. von fischer angebotene Updates des Bemessungsprogramms durchführen. Sofern Sie nicht die automatische Update-Funktion der Software nutzen, müssen Sie durch manuelle Updates über die fischer Internetseite sicherstellen, dass Sie jeweils die aktuelle und somit gültige Version des Bemessungsprogramms verwenden. Soweit Sie diese Verpflichtung schuldhaft verletzen, haftet fischer nicht für daraus entstehende Folgen, insbesondere nicht für die Wiederbeschaffung verlorener oder beschädigter Daten oder Programme.



Angaben zur Montage

Anker

Ankersystem

Anker

fischer Bolzenanker FAZ II Plus

Bolzenanker FAZ II Plus 10/10,
galvanisch verzinkter Stahl

Art.-Nr. 564579



Zubehör

Handausbläser Groß ABG
Quattric II 10/100/165

Art.-Nr. 567792

Art.-Nr. 549923

Montagedetails

Gewindegröße M 10
Bohrlochdurchmesser $d_0 = 10 \text{ mm}$
Bohrlochtiefe $h_2 = 85 \text{ mm}$
Rechnerische $h_{ef} = 40 \text{ mm}$

Verankerungstiefe $h_{nom} = 52 \text{ mm}$
Einbautiefe

Bohrverfahren Hammerbohren

Bohrlochreinigung Bohrloch mit Handausbläser ausblasen.

Die Montageanleitung sollte beachtet werden, wenn die Installation ohne Bohrlochreinigung erfolgt.

Durchsteckmontage

gemäß Benutzereingabe

 $T_{inst} = 45,0 \text{ Nm}$

Schlüsselweite SW 17 mm

Ankerplattendicke $t = 10 \text{ mm}$ Gesamte Befestigungsdicke $t_{fix} = 10 \text{ mm}$ $t_{fix, max} = 30 \text{ mm}$

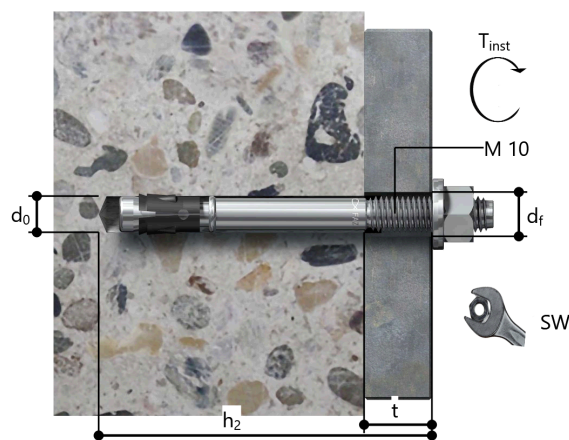
Montageart

Ringspalt

Montagedrehmoment

Schlüsselweite SW

Ankerplattendicke

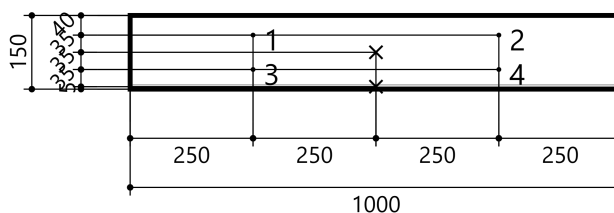
Gesamte Befestigungsdicke $t_{fix} = 10 \text{ mm}$ $T_{fix, max}$ 

Ankerplattendetails

Material der Ankerplatte S 235 (St 37)

Ankerplattendicke $t = 10 \text{ mm}$ Durchgangsloch im $d_f = 12 \text{ mm}$

Anbauteil



Anbauteil

Profiltyp

Benutzerdefiniertes Profil

Profilabmessung	mm
Höhe	10
Breite	1.000

Ankerkoordinaten

Anker-Nr.	x mm	y mm
1	-250	35
2	250	35
3	-250	-35
4	250	-35



Pos. 3.0.3 Stahlbetondecke h=28 cm über EG (Bestand) – Achse A-N/1-9

1. Statisches System

Nachfolgend wird die Bestandsdecke über dem Erdgeschoss im Bereich der Achsen A-N/1-9 unter Berücksichtigung der aktuellen Lastannahmen neu berechnet, insbesondere zwecks Ermittlung der Auflagerkräfte für die lastweiterleitenden Stützen und Wände. Die neue Mauerwerkswand (Pos. 5.0.20) im Bereich der Achsen H1-J1/7-9 bleibt dabei auf der sicheren Seite liegend als Deckenauflager unberücksichtigt, da das Deckeneigengewicht bereits vorhanden ist. ✓

→ Siehe FEM-Berechnung folgende Seiten

Baustoffe

- Betonfestigkeit: C 35/35 (Bestandsdecke)
- Expositionsklassen: XC1, WO (Innenbauteil)
- Zulässige Rissbreiten: $w_k = 0,40$ mm ((Innenbauteil)
- Betondeckung: $c_{nom} = 35$ mm
- Bewehrung: B500 A oder B ✓

2. Belastung

→ Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen

Einwirkende Lasten

		G	Q	
• Eigengewicht:	→ wird programmintern generiert	$G = 7,00$		[kN/m²] ✓
• Ausbau- und Nutzflächenlasten:	$G_1 / Q_1 =$	$2,50 /$	$3,00$	[kN/m²] ✓
Bereich mit 30 cm Höhenausgleich ($\gamma = 1,0$ kN/m³)	$G_{1.1} = 2,50 + 0,30 =$	$2,80 /$		[kN/m²] ✓
Bereich Treppenhaus	$G_2 / Q_2 =$	$2,31$	$5,00$	[kN/m²] ✓
• Treppenläufe (Bestand):	$G_3 / Q_3 =$	$18,00 /$	$10,20$	[kN/m] ✓
• Deckenschließungen (Pos. 3.0.2):	$G_4 / Q_4 =$	$2,1+2,7 /$	$1,0+1,3$	[kN/m] ✓
• Fassade (EG):	$G = 1,4 \cdot 0,64 =$	$0,90$		[kN/m]
Brüstung + Fassade (1.OG)	$G = (0,24 \cdot 25 + 1,0) \cdot 0,64 =$	$4,48$		[kN/m]
Fenster (1.OG):	$G = 0,50 \cdot 2,16 =$	$1,08$		[kN/m]
	$\Sigma G_5 =$	$6,46$		[kN/m] ✓
• Fassade (EG), Achsen F1-L1/6-9:	$G = 1,4 \cdot 0,64 =$	$0,90$		[kN/m]
Brüstung + Fassade (1.OG)	$G = 0,24 \cdot 25 \cdot 0,94 + 1,0 \cdot 0,64 =$	$6,28$		[kN/m]
Fenster (1.OG):	$G = 0,50 \cdot 2,16 =$	$1,08$		[kN/m]
	$\Sigma G_6 =$	$8,26$		[kN/m] ✓
• MW-Wände ($d=17^5$ cm $H=3,40$ m):	$G_{7.1} = 3,20 \cdot 3,40 =$	$10,88$		[kN/m] ✓
MW-Wände ($d=17^5$ cm $H=3,70$ m):	$G_{7.2} = 3,20 \cdot 3,70 =$	$11,84$		[kN/m] ✓
• MW-Wände ($d=11^5$ cm $H=3,70$ m):	$G_{8.1} = 2,20 \cdot 3,70 =$	$8,14$		[kN/m] ✓
MW-Wände ($d=11^5$ cm $H=3,40$ m):	$G_{8.2} = 2,20 \cdot 3,40 =$	$7,48$		[kN/m] ✓
• MW-Schächte ($d=11^5$ cm) 0,33 m x 0,33 m $H=3,40$ m:	$G_9 = 2,20 \cdot 4 \cdot 0,33 \cdot 3,40 =$	$9,88$		[kN] ✓
• Geländer im Treppenhaus:	$G_{10} =$	$1,50$		[kN/m] ✓

Eingabelastfälle

LF1	Ständige Lasten (Eigengewicht der Konstruktion) G
LF2	Ständige Lasten (Ausbaulasten) G ₁ bis G ₁₀
LF3 bis LF6	Veränderliche Lasten (Nutzlasten) Q ₁ , Q ₂ , Q ₃ , Q ₄ ✓

Ergebnislastfälle

LF 1001	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (E _{d,perm}) im Zustand II (gerissen)
LF 1400 ff.	Einwirkungskombination Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) Zustand I
LF 2100 ff.	Einwirkungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)
LF 3100 ff.	Lastfallüberlagerung Summe der ständigen Lasten G _k
LF 4100 ff.	Lastfallüberlagerung Summe der veränderlichen Lasten Q _k ✓

3. Ermittlung der Auflagerkräfte und Nachweis der Biegetragfähigkeit (vorhandene Bewehrung)

Auflagerkräfte

→ Siehe Ausgabe der FEM-Berechnung folgende Seiten

Vergleich der Flächenlasten (EG-Decke) gegenüber der ursprünglichen Berechnung

→ Ermittlung der charakteristischen Deckenlasten siehe auch gesonderten Abschnitt „Zusammenstellung und Vergleich der Deckenlasten zur ursprünglichen Planung gemäß Bestandsstatik“

Bemessungswert (GZT): $E_d = 1,35 \cdot (G + \Delta G) + 1,50 \cdot Q$ ✓

- Ursprüngliche Planung (2017): $E_d = 1,35 \cdot (7,00 + 2,31) + 1,50 \cdot 4,05 = 18,6 \text{ kN/m}^2$
- Aktuelle Planung (2025): $E_d \leq 1,35 \cdot (7,00 + 2,80) + 1,50 \cdot 3,00 = 17,7 \text{ kN/m}^2 < 18,6 \text{ kN/m}^2$ ✓

Die im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) angesetzten Flächenlasten der EG-Decke gemäß aktueller Planung ca. 5% geringer als die angesetzten Lasten der ursprünglichen Planung. Daher erübrigen sich genauere Tragfähigkeitsnachweise der Bestandsdecke im Erdgeschoss. Da in Teilbereichen zusätzliche Lasten aus nichttragenden Mauerwerkswänden einwirken, wird dennoch im Rahmen dieser Berechnung die erforderliche Deckenbewehrung ermittelt und diese mit der vorhandenen Bewehrung gemäß der vorliegenden Bestandsunterlagen abgeglichen. ✓

Nachweis der Biegetragfähigkeit / vorhandenen Deckenbewehrung

- Siehe FEM-Berechnung folgende Seiten
- Die vorhandene Grundbewehrung sowie die Zulagen der oberen Bewehrungslage sind den vorliegenden Bewehrungsplänen entnommen, die Angaben der unteren Bewehrungslagen in den Elementplatten den Elementplänen der Fertigteilplanung*.
- Die vorhandene Biegebewehrung ist ausreichend. ✓

- Vorhandene Grundbewehrung:

obere Lage	$a_s = 10,26 \text{ cm}^2/\text{m}$	(Ø14/15 #)
untere Lage	$a_s \geq 10,26 \text{ cm}^2/\text{m}$ ✓	(FT-Elemente*)
- Vorhandene Bewehrungszulagen: → siehe Ausgabe der FEM-Berechnung folgende Seiten

Nachweis der Querkrafttragfähigkeit und der Tragfähigkeit gegen Durchstanzen

Aufgrund der geringeren Lasteinwirkung im GZT (s.o.) kann auf einen erneuten Nachweis der Querkrafttragfähigkeit sowie der Tragfähigkeit gegen Durchstanzen verzichtet werden (→ o.w.N.). ✓

21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Materialien

Norm

EuroNorm: DIN EN 1992-1-1:2004 (NA:2013) Stahlbeton- und Spannbetontragwerke (Germany) V 2023

EuroNorm: DIN EN 1996-1-1:2005 (NA:2019) Mauerwerksbauten

Schneelastzone : 1

Materialien

Mat	Materialbezeichnung
1	C 35/45 N (EN 1992)
2	B 500 A (EN 1992)
3	C 25/30 N (EN 1992)
4	KS(NA.6) 12 IIa (EN 1996)



Mat 1 C 35/45 N (EN 1992)

Elastizitätsmodul	E	34077	[MPa]	Materialsicherheit	1.50	[-]
Querdehnzahl	μ	0.20	[-]	Rechenfestigkeit ¹	f _c	29.75 [MPa]
Schubmodul	G	14199	[MPa]	Nennfestigkeit	f _{ck}	35.00 [MPa]
Kompressionsmodul	K	18932	[MPa]	Zugfestigkeit	f _{ctm}	3.21 [MPa]
Nominelle Wichte	γ	25.0	[kN/m3]	Zugfestigkeit	f _{ctk,05}	2.25 [MPa]
Rohdichte	ρ	2400.0	[kg/m3]	Zugfestigkeit	f _{ctk,95}	4.17 [MPa]
Ausdehnungskoeffizient	α	1.00E-05	[1/K]	Verbundspannung	f _{bd}	3.37 [MPa]
				Gebrauchsfestigkeit	f _{cm}	43.00 [MPa]
				Ermüdungsfestigkeit	f _{cd,fat}	17.06 [MPa]
				Zugfestigkeit	f _{ctd}	1.27 [MPa]
				Zugbruchenergie	G _f	0.14 [N/mm]

¹ f_c = f_{ck} * α -cc

Arbeitslinie Gebrauchszustand	ϵ [o/oo]	σ -m[MPa]	E-t[MPa]
wird nur innerhalb des definierten	0.000	0.00	35781
Dehnungsbereichs angewendet	-0.562	-17.99	28179
	-1.123	-31.50	19765
	-1.685	-40.02	10420
	-2.246	-43.00	0
	-3.500	-26.18	-28065
	Materialsicherheit		1.50

Arbeitslinie Bruchzustand	ϵ [o/oo]	σ -u[MPa]	E-t[MPa]
wird nur innerhalb des definierten	0.000	0.00	29750
Dehnungsbereichs angewendet	-2.000	-29.75	0
	-3.500	-29.75	0
	Materialsicherheit		1.50

Arbeitslinie rechner.Mittelwerte	ϵ [o/oo]	σ -r[MPa]	E-t[MPa]
wird nur innerhalb des definierten	0.000	0.00	35781
Dehnungsbereichs angewendet	-0.562	-12.31	12892
	-1.123	-17.10	5273
	-1.685	-18.98	1837
	-2.246	-19.45	0
	-3.500	-18.05	-1929
	Materialsicherheit		(1.30)

Mat 2 B 500 A (EN 1992)

Elastizitätsmodul	E	200000	[MPa]	Materialsicherheit	1.15	[-]
Querdehnzahl	μ	0.30	[-]	Fließgrenze	f _y	500.00 [MPa]
Schubmodul	G	76923	[MPa]	Druckfließgrenze	f _{yc}	500.00 [MPa]
Kompressionsmodul	K	166667	[MPa]	Zugfestigkeit	f _t	525.00 [MPa]
Nominelle Wichte	γ	78.5	[kN/m3]	Druckfestigkeit	f _c	525.00 [MPa]
Rohdichte	ρ	7850.0	[kg/m3]	Bruchdehnung		25.00 [o/oo]
Ausdehnungskoeffizient	α	1.20E-05	[1/K]	Verbundwert relativ		1.00 [-]
max. Erzeugnisdicke	t-max	32.00	[mm]	Verbundwert k1 (EN1992)	k1	0.80 [-]
				Verfestigungsmodul	E _h	0.00 [MPa]
				Proportionalitätsgrenzefp		500.00 [MPa]



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Materialien

Mat 2 B 500 A (EN 1992)

		Proportionalitätsgrenzefp	500.00	[MPa]
		Schwingbreite σ -dyn	152.17	[MPa]

Arbeitslinie Gebrauchszustand	ϵ [o/oo]	σ -m[MPa]	E-t[MPa]
wird außerhalb des definierten	1000.000	525.00	0
Dehnungsbereichs fortgesetzt	25.000	525.00	0
	2.500	500.00	1111
	0.000	0.00	200000
	-2.500	-500.00	1111
	-25.000	-525.00	0
	-1000.000	-525.00	0
	Materialsicherheit		1.15

Arbeitslinie Bruchzustand	ϵ [o/oo]	σ -u[MPa]	E-t[MPa]
wird außerhalb des definierten	1000.000	456.52	0
Dehnungsbereichs fortgesetzt	25.000	456.52	0
	2.174	434.78	952
	0.000	0.00	200000
	-2.174	-434.78	952
	-25.000	-456.52	0
	-1000.000	-456.52	0
	Materialsicherheit		(1.15)

Arbeitslinie rechner.Mittelwerte	ϵ [o/oo]	σ -r[MPa]	E-t[MPa]
wird außerhalb des definierten	1000.000	444.23	0
Dehnungsbereichs fortgesetzt	25.000	444.23	0
	2.115	423.08	924
	0.000	0.00	200000
	-2.115	-423.08	924
	-25.000	-444.23	0
	-1000.000	-444.23	0
	Materialsicherheit		(1.30)

Mat 3 C 25/30 N (EN 1992)

Elastizitätsmodul	E	31476	[MPa]	Materialsicherheit	1.50	[-]
Querdehnzahl	μ	0.20	[-]	Rechenfestigkeit ¹	fc	21.25 [MPa]
Schubmodul	G	13115	[MPa]	Nennfestigkeit	fck	25.00 [MPa]
Kompressionsmodul	K	17487	[MPa]	Zugfestigkeit	fctm	2.56 [MPa]
Nominelle Wichte	γ	25.0	[kN/m3]	Zugfestigkeit	fctk,05	1.80 [MPa]
Rohdichte	ρ	2400.0	[kg/m3]	Zugfestigkeit	fctk,95	3.33 [MPa]
Ausdehnungskoeffizient	α	1.00E-05	[1/K]	Verbundspannung	fbd	2.69 [MPa]
				Gebrauchsfestigkeit	fcm	33.00 [MPa]
				Ermüdungsfestigkeit	fcd,fat	12.75 [MPa]
				Zugfestigkeit	fctd	1.02 [MPa]
				Zugbruchenergie	Gf	0.14 [N/mm]

¹ $f_c = f_{ck} * \alpha_{cc}$

Arbeitslinie Gebrauchszustand	ϵ [o/oo]	σ -m[MPa]	E-t[MPa]
wird nur innerhalb des definierten	0.000	0.00	33050
Dehnungsbereichs angewendet	-0.517	-14.77	24122
	-1.035	-25.04	15658
	-1.552	-31.04	7627
	-2.069	-33.00	0
	-3.500	-18.95	-19203
	Materialsicherheit		1.50

Arbeitslinie Bruchzustand	ϵ [o/oo]	σ -u[MPa]	E-t[MPa]
wird nur innerhalb des definierten	0.000	0.00	21250
Dehnungsbereichs angewendet	-2.000	-21.25	0
	-3.500	-21.25	0

21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Materialien

Arbeitslinie Bruchzustand	ϵ [o/oo]	σ -u[MPa]	E-t[MPa]
	-3.500	-21.25	0
	Materialsicherheit		1.50

Arbeitslinie rechner.Mittelwerte	ϵ [o/oo]	σ -r[MPa]	E-t[MPa]
wird nur innerhalb des definierten	0.000	0.00	33050
Dehnungsbereichs angewendet	-0.517	-9.38	9505
	-1.035	-12.48	3538
	-1.552	-13.62	1172
	-2.069	-13.89	0
	-3.500	-12.78	-1297
	Materialsicherheit		(1.30)

Mat 4 KS(NA.6) 12 IIa (EN 1996)

Elastizitätsmodul	E	5711	[MPa]	Materialsicherheit	1.50	[-]
Querdehnzahl	μ	0.25	[-]	Druckfestigkeit	fk	6.01 [MPa]
Schubmodul	G	2284	[MPa]	Steindruckfestigkeit	fb	15.00 [MPa]
Kompressionsmodul	K	3807	[MPa]	Mörtelfestigkeit	fm	5.00 [MPa]
Nominelle Wichte	γ	18.0	[kN/m3]	Haftzugfestigkeit	fvk0	0.18 [MPa]
Rohdichte	ρ	1500.0	[kg/m3]	Zugfestigkeit	ft	0.00 [MPa]
Ausdehnungskoeffizient	α	8.00E-06	[1/K]	Steinzugfestigkeit	fbt	0.19 [MPa]
				Schubfestigkeit	fv	0.97 [MPa]

Arbeitslinie Bruchzustand	ϵ [o/oo]	σ -u[MPa]	E-t[MPa]
wird nur innerhalb des definierten	0.000	0.00	5711
Dehnungsbereichs angewendet	-2.105	-6.01	0
	-3.500	-6.01	0
	Materialsicherheit		1.50

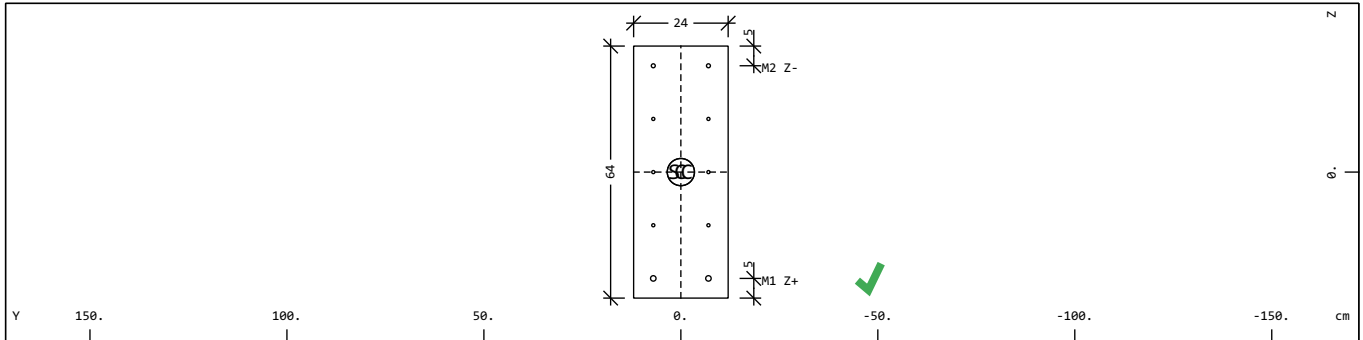


21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Querschnitte

Materialien

Mat	Materialbezeichnung
1	C 35/45 N (EN 1992)
2	B 500 A (EN 1992)
3	C 25/30 N (EN 1992)
4	KS(NA.6) 12 IIa (EN 1996)

Querschnitt Nr. 1 - UZ 24/64 cm



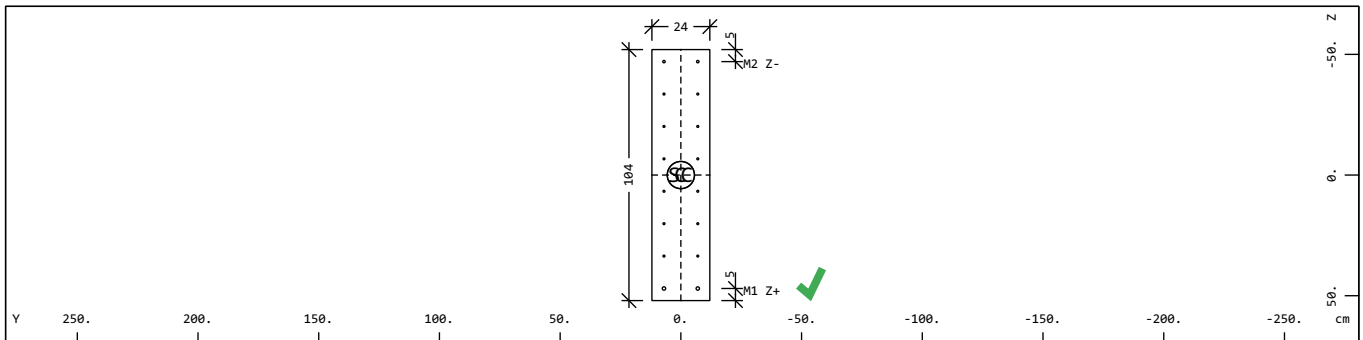
Querschnittswerte

Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[cm]	ysc[cm]	E[MPa]	g[kg/m]	I-1[m4]
MBw	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[cm]	zsc[cm]	G[MPa]		I-2[m4]
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					$\alpha[^\circ]$
1	1.5360E-01	1.280E-01	5.243E-03	0.00	0.00	34077	384.0	
2 ¹	2.252E-05	1.280E-01	7.373E-04	0.00	0.00	14199	(CENTR)	

¹ Bewehrung ist in den Querschnittswerten nicht berücksichtigt

Mat	Materialnummer	yc[cm],zc[cm]	Ordinate des elastischen Zentrums
A[m2]	Querschnittsfläche	ysc[cm],zsc[cm]	Ordinate des Schubmittelpunkts
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	Schubverformungsfläche	E[MPa]	Elastizitätsmodul
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	Flächenträgheitsmoment	g[kg/m]	Längenbezogene Masse
I-1[m4],I-2[m4], $\alpha[^\circ]$	Hauptträgheitsmomente und Winkel der Hauptachsen		
MBw	Bewehrungsmaterialnummer		
It[m4]	Torsionsträgheitsmoment		
G[MPa]	Schubmodul		

Querschnitt Nr. 2 - UZ 24/104 cm



Querschnittswerte

Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[cm]	ysc[cm]	E[MPa]	g[kg/m]	I-1[m4]
MBw	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[cm]	zsc[cm]	G[MPa]		I-2[m4]
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					$\alpha[^\circ]$
1	2.4960E-01	2.080E-01	2.250E-02	0.00	0.00	34077	624.0	
2 ¹	4.095E-05	2.080E-01	1.198E-03	0.00	0.00	14199	(CENTR)	

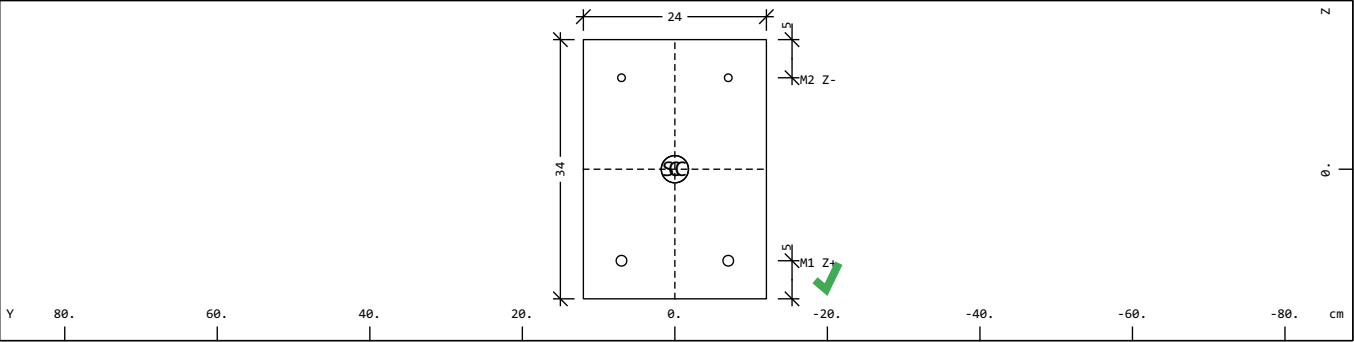
¹ Bewehrung ist in den Querschnittswerten nicht berücksichtigt

Mat	Materialnummer	yc[cm],zc[cm]	Ordinate des elastischen Zentrums
A[m2]	Querschnittsfläche	ysc[cm],zsc[cm]	Ordinate des Schubmittelpunkts
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	Schubverformungsfläche	E[MPa]	Elastizitätsmodul
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	Flächenträgheitsmoment	g[kg/m]	Längenbezogene Masse
I-1[m4],I-2[m4], $\alpha[^\circ]$	Hauptträgheitsmomente und Winkel der Hauptachsen		
MBw	Bewehrungsmaterialnummer		
It[m4]	Torsionsträgheitsmoment		
G[MPa]	Schubmodul		

Querschnitt Nr. 3 - UZ 24/34 cm

21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Querschnitte

Querschnitt Nr. 3 - UZ 24/34 cm



Querschnittswerte

Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[cm]	ysc[cm]	E[MPa]	g[kg/m]	I-1[m4]
MBw	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[cm]	zsc[cm]	G[MPa]		I-2[m4]
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					α[°]
1	8.1600E-02	6.800E-02	7.861E-04	0.00	0.00	34077	204.0	
2 ¹	8.857E-06	6.800E-02	3.917E-04	0.00	0.00	14199	(CENTR)	
¹ Bewehrung ist in den Querschnittswerten nicht berücksichtigt								
Mat	Materialnummer		yc[cm],zc[cm]		Ordinate des elastischen Zentrums			
A[m2]	Querschnittsfläche		ysc[cm],zsc[cm]		Ordinate des Schubmittelpunkts			
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	Schubverformungsfläche		E[MPa]		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[MPa]	Schubmodul							



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Berechnung von Schnittkräften

Lastfall 1 (G) Eigengewicht

Faktor P und M Lasten		1.000	
Faktor Eigengewicht	EG-ZZ	1.000	
Teilsicherheitsbeiwert	ungünstig	1.350	✓
Teilsicherheitsbeiwert	günstig	1.000	
Kombinationsbeiwert	ψ_0	1.000	(selten)
Kombinationsbeiwert	ψ_{1inf}	1.000	(nicht-häufig)
Kombinationsbeiwert	ψ_1	1.000	(häufig)
Kombinationsbeiwert	ψ_2	1.000	(quasi-ständig)

Lastfall 2 (G) Ständige Lasten G

Faktor P und M Lasten		1.000	
Teilsicherheitsbeiwert	ungünstig	1.350	✓
Teilsicherheitsbeiwert	günstig	1.000	
Kombinationsbeiwert	ψ_0	1.000	(selten)
Kombinationsbeiwert	ψ_{1inf}	1.000	(nicht-häufig)
Kombinationsbeiwert	ψ_1	1.000	(häufig)
Kombinationsbeiwert	ψ_2	1.000	(quasi-ständig)

Lastfall 3 (Q_B) Veränderliche Last Q

Faktor P und M Lasten		1.000	
Teilsicherheitsbeiwert	ungünstig	1.500	✓
Teilsicherheitsbeiwert	günstig	0.000	
Kombinationsbeiwert	ψ_0	0.700	(selten)
Kombinationsbeiwert	ψ_{1inf}	1.000	(nicht-häufig)
Kombinationsbeiwert	ψ_1	0.500	(häufig)
Kombinationsbeiwert	ψ_2	0.300	(quasi-ständig)

Lastfall 4 (Q_B) Veränderliche Last Q

Faktor P und M Lasten		1.000	
Teilsicherheitsbeiwert	ungünstig	1.500	✓
Teilsicherheitsbeiwert	günstig	0.000	
Kombinationsbeiwert	ψ_0	0.700	(selten)
Kombinationsbeiwert	ψ_{1inf}	1.000	(nicht-häufig)
Kombinationsbeiwert	ψ_1	0.500	(häufig)
Kombinationsbeiwert	ψ_2	0.300	(quasi-ständig)

Lastfall 5 (Q_B) Veränderliche Last Q

Faktor P und M Lasten		1.000	
Teilsicherheitsbeiwert	ungünstig	1.500	✓
Teilsicherheitsbeiwert	günstig	0.000	
Kombinationsbeiwert	ψ_0	0.700	(selten)
Kombinationsbeiwert	ψ_{1inf}	1.000	(nicht-häufig)
Kombinationsbeiwert	ψ_1	0.500	(häufig)
Kombinationsbeiwert	ψ_2	0.300	(quasi-ständig)

Lastfall 6 (Q_B) Veränderliche Last Q

Faktor P und M Lasten		1.000	
Teilsicherheitsbeiwert	ungünstig	1.500	✓
Teilsicherheitsbeiwert	günstig	0.000	
Kombinationsbeiwert	ψ_0	0.700	(selten)
Kombinationsbeiwert	ψ_{1inf}	1.000	(nicht-häufig)
Kombinationsbeiwert	ψ_1	0.500	(häufig)
Kombinationsbeiwert	ψ_2	0.300	(quasi-ständig)

21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
 Berechnung von Schnittkräften

Summe der Auflagerkräfte und Lasten

Lastfall	$\Sigma(\text{Reaktionen})$			Bezeichnung
	X[kN]	Y[kN]	Z[kN]	
	$\Sigma(\text{Lasten})$			
1	0.0	0.0	-6958.5	Eigengewicht
	0.0	0.0	6958.5	
2	0.0	0.0	-3426.8	Ständige Lasten G
	0.0	0.0	3426.8	
3	0.0	0.0	-832.5	Veränderliche Last Q
	0.0	0.0	832.6	
4	0.0	0.0	-670.7	Veränderliche Last Q
	0.0	0.0	670.7	
5	0.0	0.0	-812.5	Veränderliche Last Q
	0.0	0.0	812.5	
6	0.0	0.0	-733.7	Veränderliche Last Q
	0.0	0.0	733.7	



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus

Kombinationsvorschrift Nummer 1

Summe G (char.)

Lastfallauswahl

Nummer	Fakt	Typ	Bezeichnung
1	1.00	PERM	Eigengewicht
2	1.00	PERM	Ständige Lasten G
Fakt Faktor für Lastfall			
Typ Lastfalltyp			
PERM ständige Last einwirkungsweise			

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
3145	1	MAX-P FEDE Federkräfte und -verschiebungen
3146	1	MIN-P FEDE Federkräfte und -verschiebungen
3167	1	MAX-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
3168	1	MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus

Kombinationsvorschrift Nummer 2

Summe Q (char.)

Lastfallauswahl

Nummer	Fakt	Typ	Bezeichnung
3	1.00	PERM	Veränderliche Last Q
4	1.00	PERM	Veränderliche Last Q
5	1.00	PERM	Veränderliche Last Q
6	1.00	PERM	Veränderliche Last Q
Fakt Faktor für Lastfall			
Typ Lastfalltyp			
PERM ständige Last einwirkungsweise			

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
4145	2	MAX-P FEDE Federkräfte und -verschiebungen
4146	2	MIN-P FEDE Federkräfte und -verschiebungen
4167	2	MAX-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
4168	2	MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus

Kombinationsvorschrift Nummer 104

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	ψ_1 inf			Bezeichnung	
	LF								Fakt	Typ		
G	G	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			Eigengewicht	
	1								1.00	PERM	Eigengewicht	
	2								1.00	PERM	Ständige Lasten G	
Q_B	Q	1.50	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00			Nutzlast Büros Kat. B	
	3								1.00	COND	Veränderliche Last Q	
	4								1.00	COND	Veränderliche Last Q	
	5								1.00	COND	Veränderliche Last Q	
	6								1.00	COND	Veränderliche Last Q	
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										

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
2155	104	MAX-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2156	104	MIN-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2157	104	MAX-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2158	104	MIN-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2159	104	MAX-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2160	104	MIN-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2167	104	MAX-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
2168	104	MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
2169	104	MAX-M RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
2170	104	MIN-M RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
2101	104	MAX-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2102	104	MIN-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2103	104	MAX-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2104	104	MIN-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2105	104	MAX-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2106	104	MIN-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2107	104	MAX-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2108	104	MIN-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2109	104	MAX-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2110	104	MIN-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2101	104	MAX-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
2102	104	MIN-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
2103	104	MAX-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2104	104	MIN-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2105	104	MAX-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2106	104	MIN-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2107	104	MAX-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
2108	104	MIN-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
2109	104	MAX-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2110	104	MIN-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2125	104	MAX-VZ STAB Kräfte in Stabelementen
2126	104	MIN-VZ STAB Kräfte in Stabelementen
2127	104	MAX-MT STAB Kräfte in Stabelementen

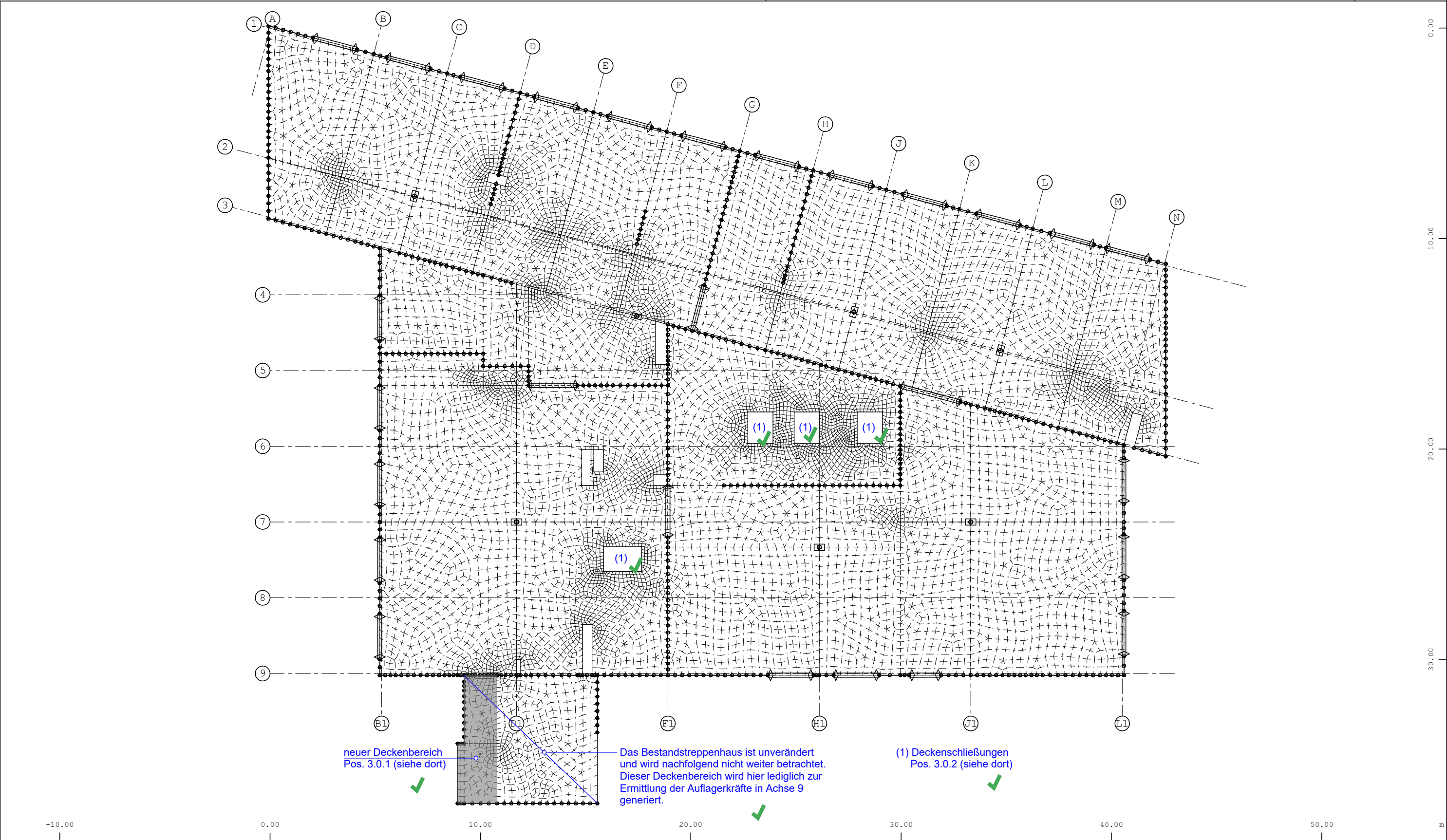


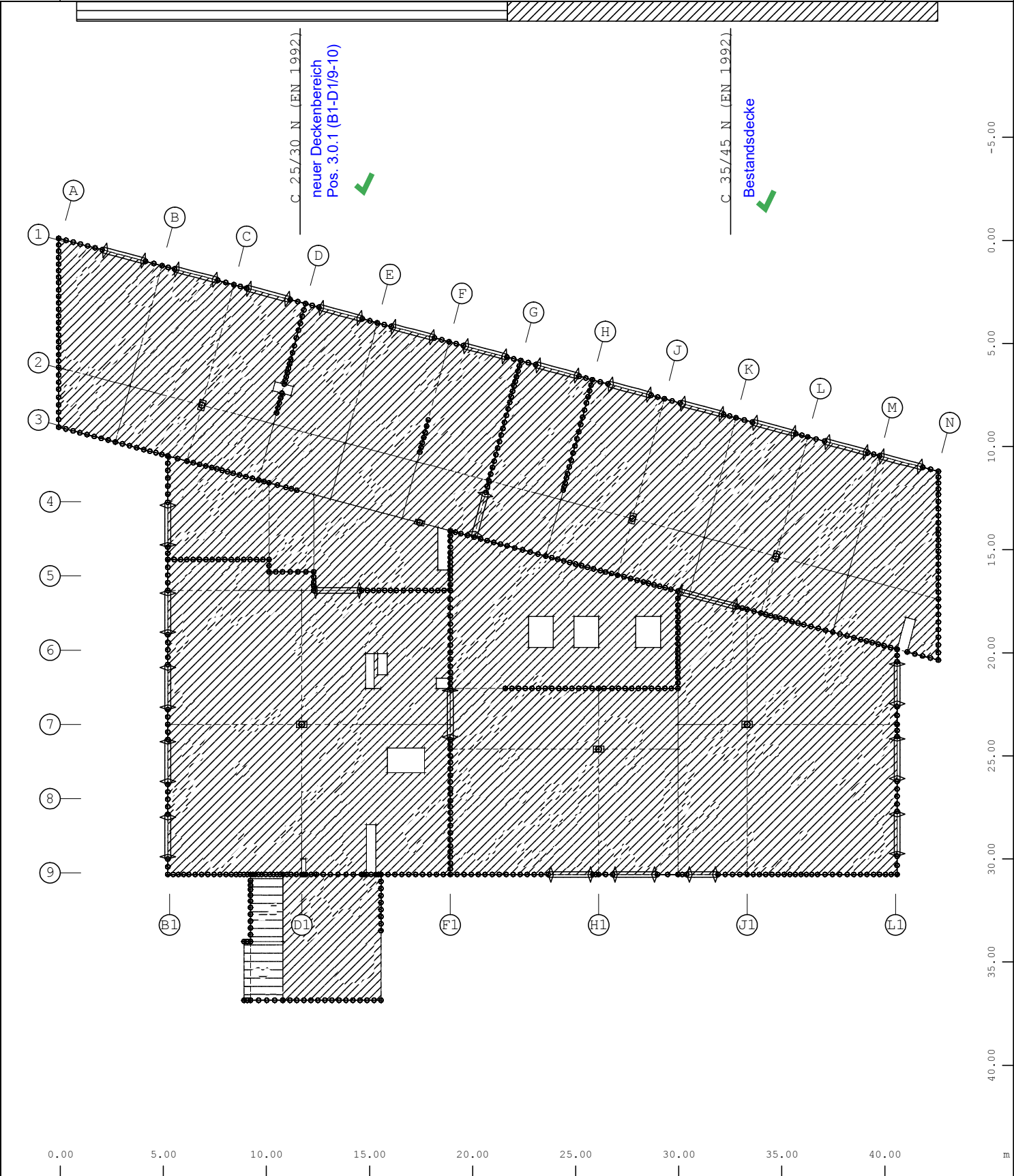
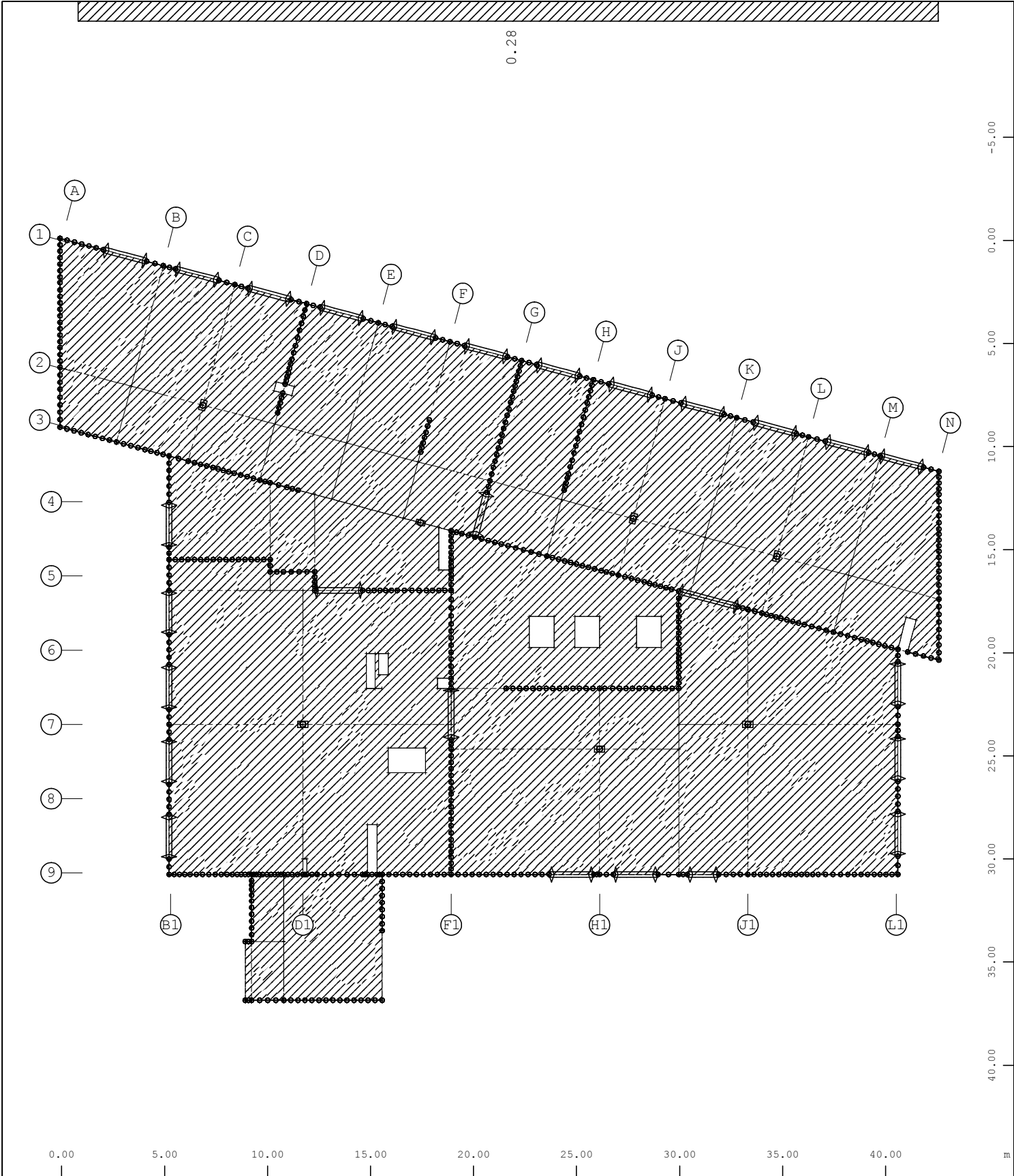
21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus

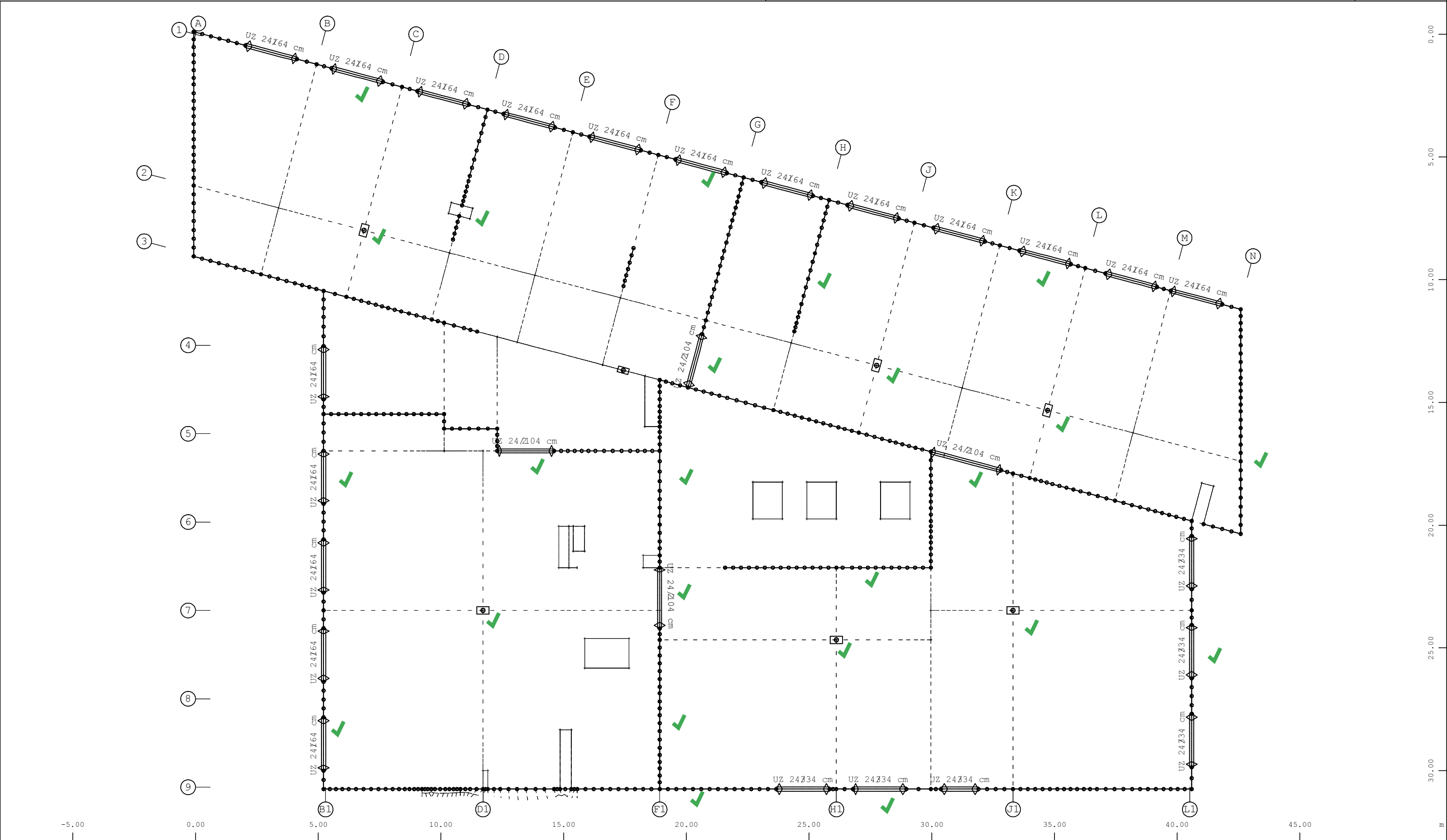
Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
2127	104	MAX-MT STAB Kräfte in Stabelementen
2128	104	MIN-MT STAB Kräfte in Stabelementen
2129	104	MAX-MY STAB Kräfte in Stabelementen
2130	104	MIN-MY STAB Kräfte in Stabelementen





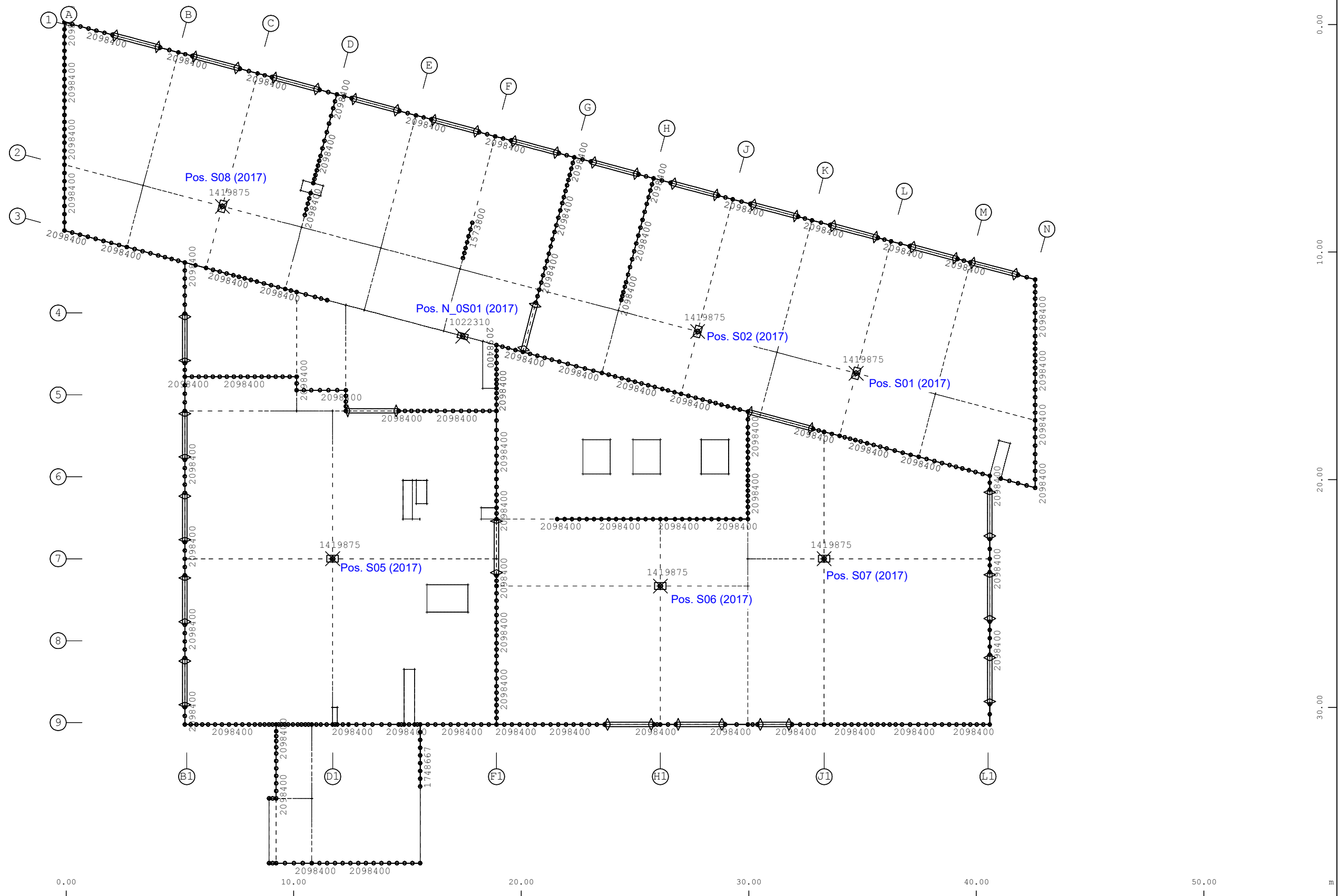




Achsen A-N/1-9
Stabelemente , Querschnittsbezeichnungen
Stabelemente , Querschnittsnummern (Max=3)

M 1 : 150

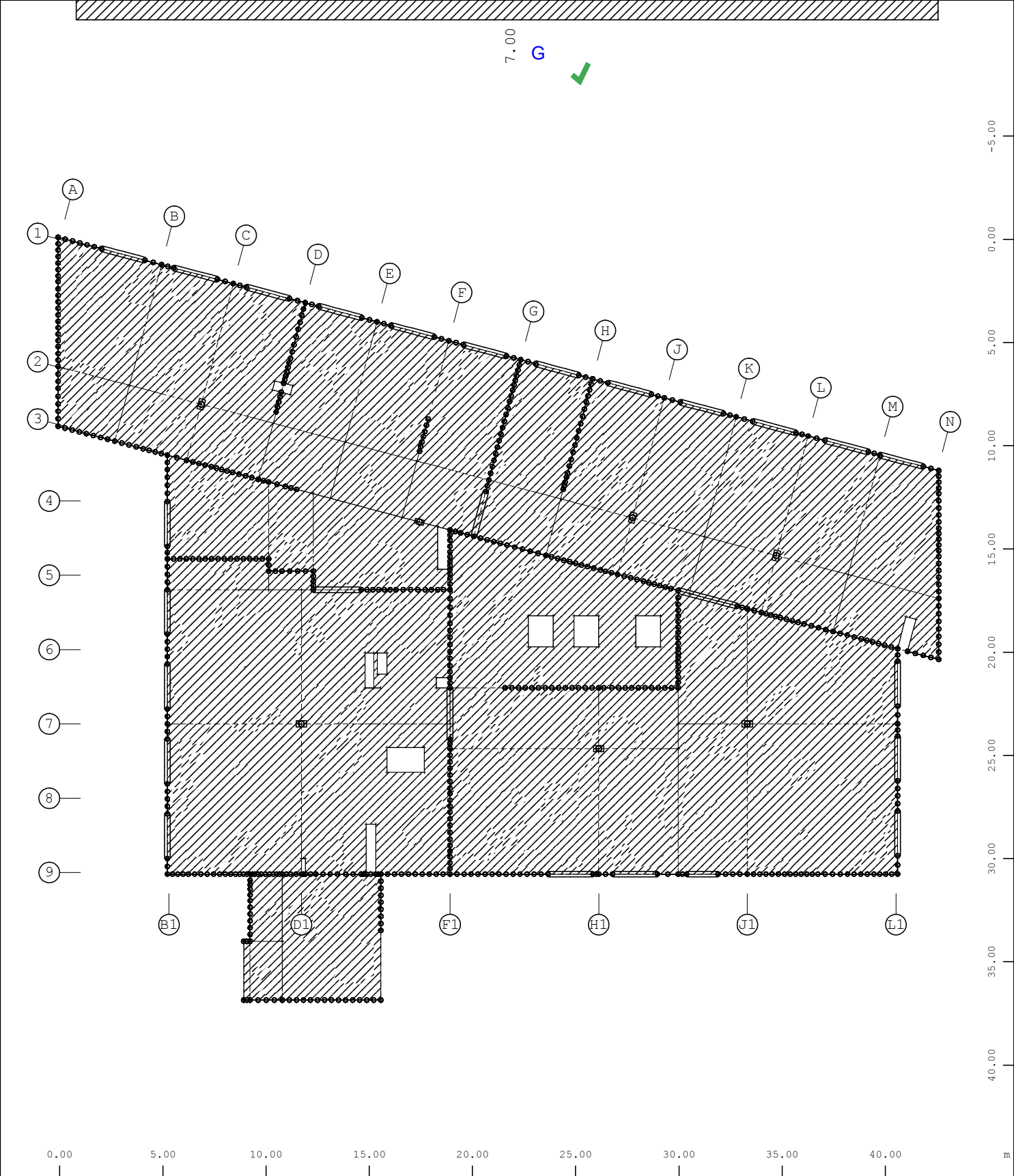
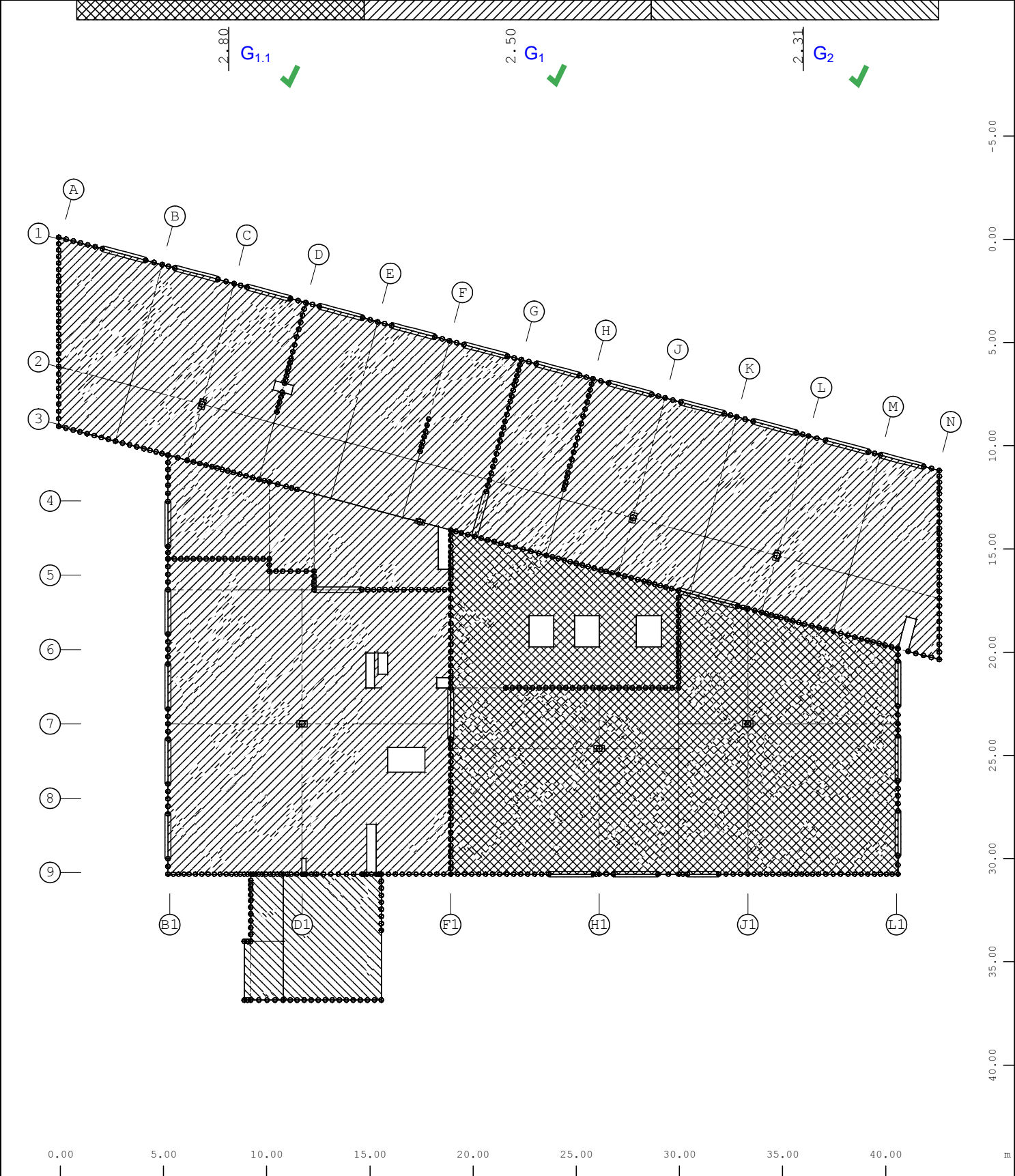
geprüft Gebhart

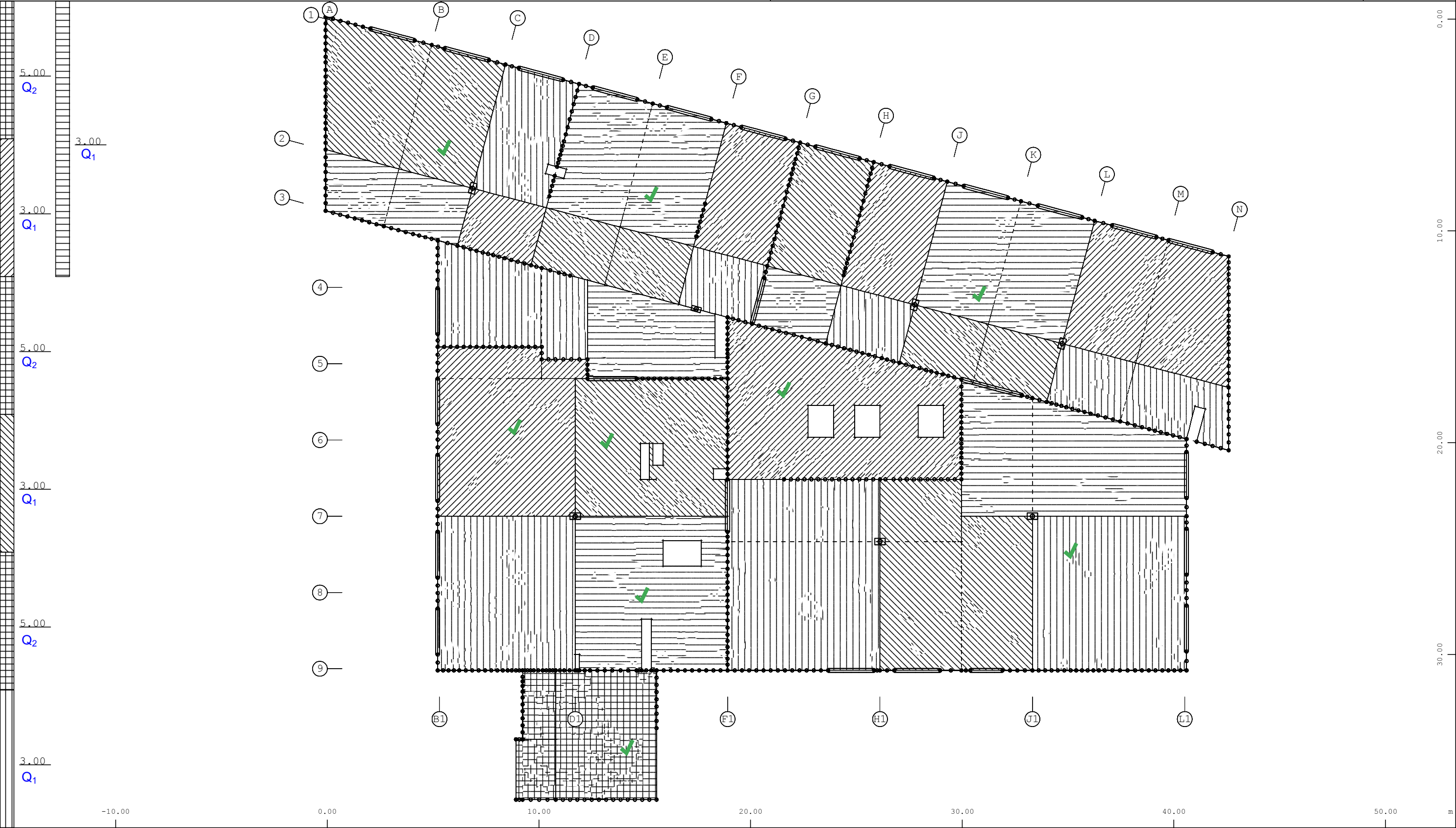

$$\begin{array}{c} \text{Z} \text{---} \text{X} \\ | \\ \text{Y} \end{array}$$

Randbettung in global Z in kN/m2 (Max=2098400)

Federkonstante, 1 cm im Raum = 1000000 kN/m — (Max=1419875)

M 1 : 175

VERFASSER : Ingenieurbüro Wetzel & von Seht PROGRAMM : WinGraf - Graphical Output (2023 -08.0)		
BAUWERK : 21069-1 AKK Altonaer Kinderkrankenhaus Aufstockung Reha-Gebäude		ASB NR. : 21069-1 DATUM : 18.03.2025
 <p>7.00 G ✓</p>		
 <p>2.80 G_{1.1} ✓ 2.50 G₁ ✓ 2.31 G₂ ✓</p>		
QUAD-Flächeneigengewicht in global Z in kN/m2, Lastfall 1 Eigengewicht (Max=7) M 1 : 250 X Y		Flächenelementlast (Kraft) in global Z in kN/m2, Lastfall 2 Ständige Lasten G (Max=3) M 1 : 250 X Y
BAUTEIL : Pos. 3.0.3; Bestandsdecke über EG BLOCK : Achsen A-N/1-10 VORGANG : Belastung Ständige Lasten G		ARCHIV NR Seite 3-346



X

Y

Flächenelementlast (Kraft) in global Z in kN/m2, Lastfall 3
Flächenelementlast (Kraft) in global Z in kN/m2, Lastfall 4
Flächenelementlast (Kraft) in global Z in kN/m2, Lastfall 5
Flächenelementlast (Kraft) in global Z in kN/m2, Lastfall 6

Veränderliche Last Q
Veränderliche Last Q
Veränderliche Last Q
Veränderliche Last Q

(Max=5)
(Max=5)
(Max=5)
(Max=3)

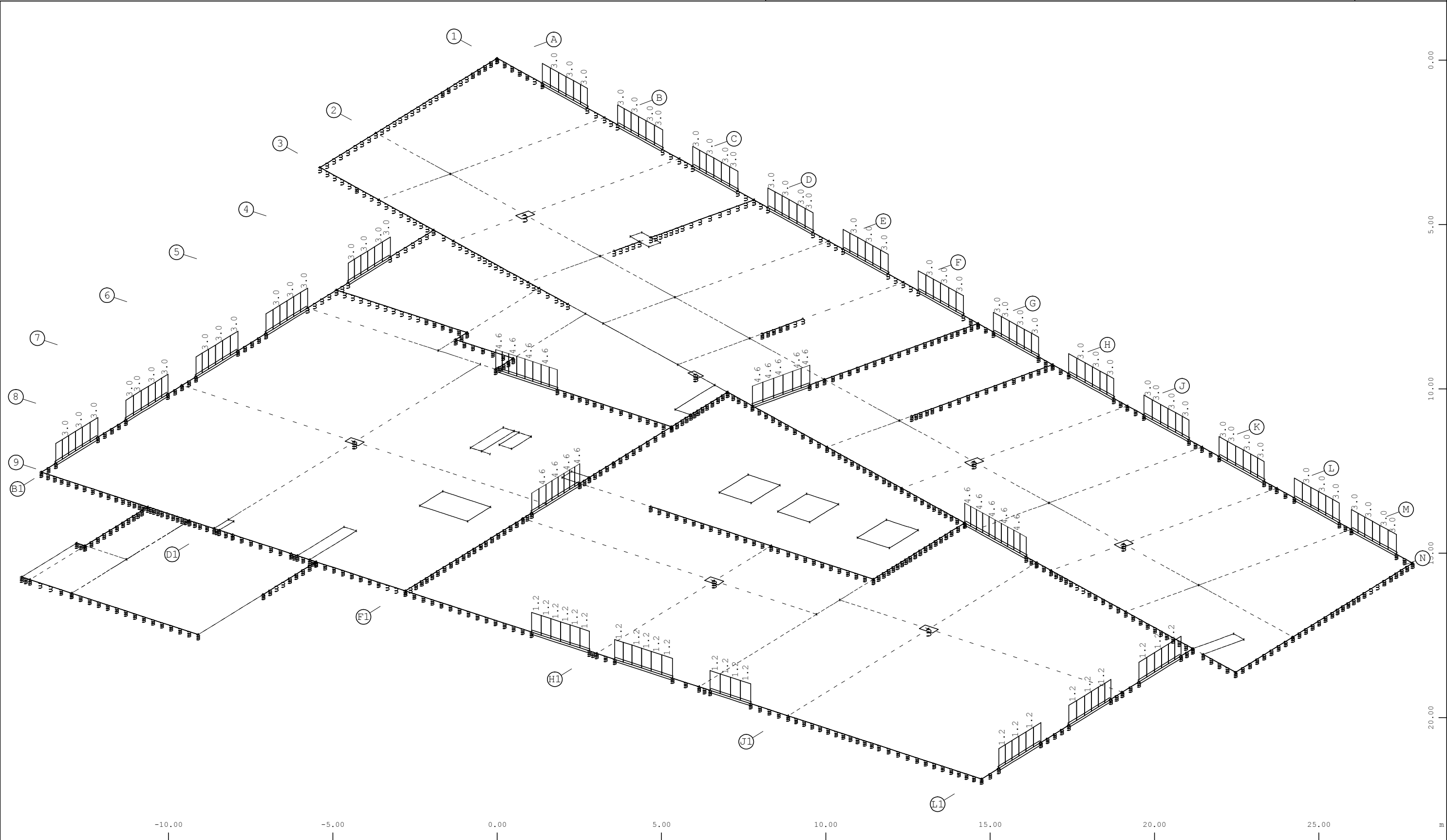
M 1 : 175

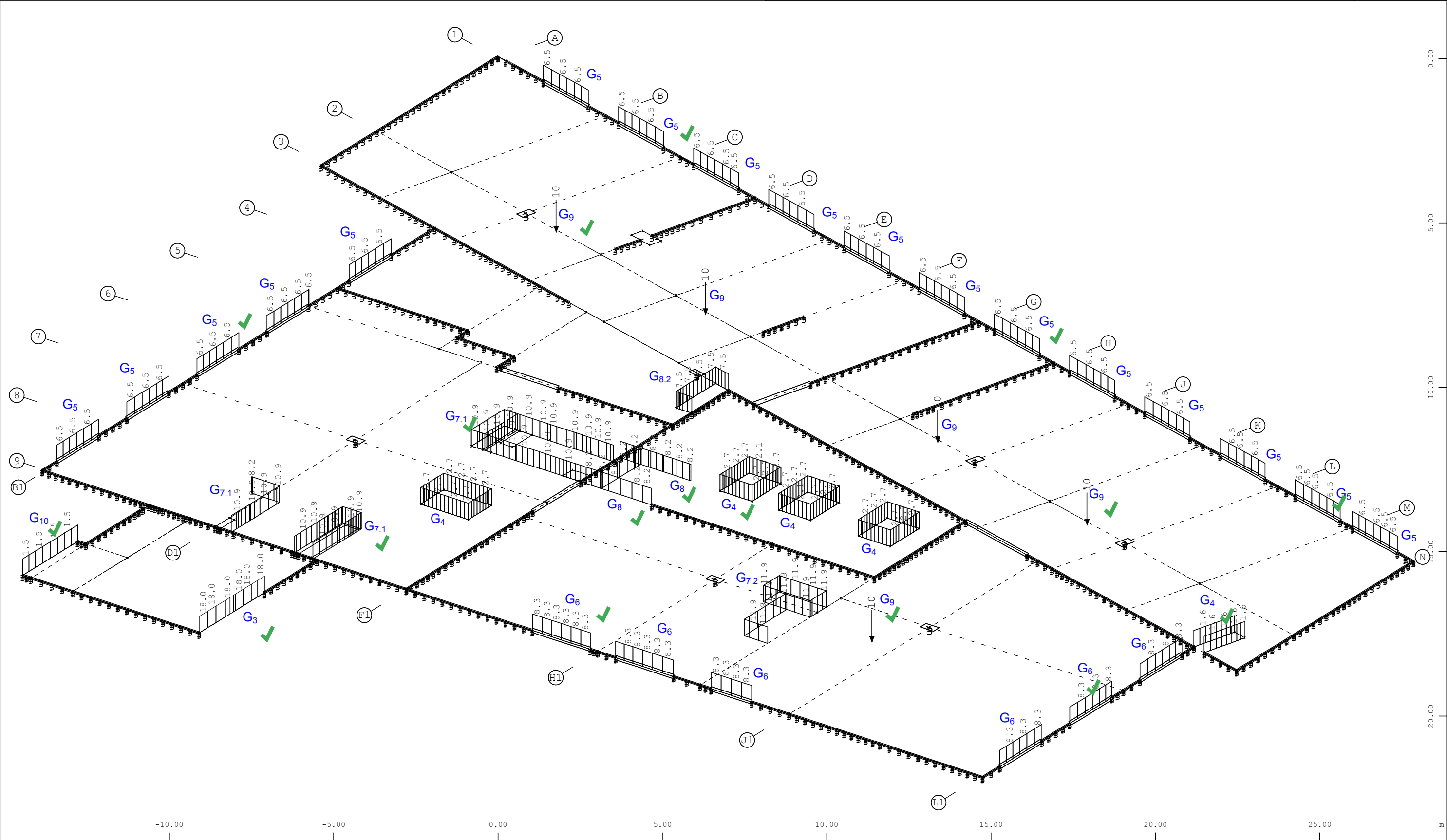
BAUTEIL : Pos. 3.0.3; Bestandsdecke über EG
BLOCK : Achsen A-N/1-10
VORGANG : Belastung | Veränderliche Lasten Q (Lastfälle)

ARCHIV NR

Seite 3-347

geprüft Gebhart





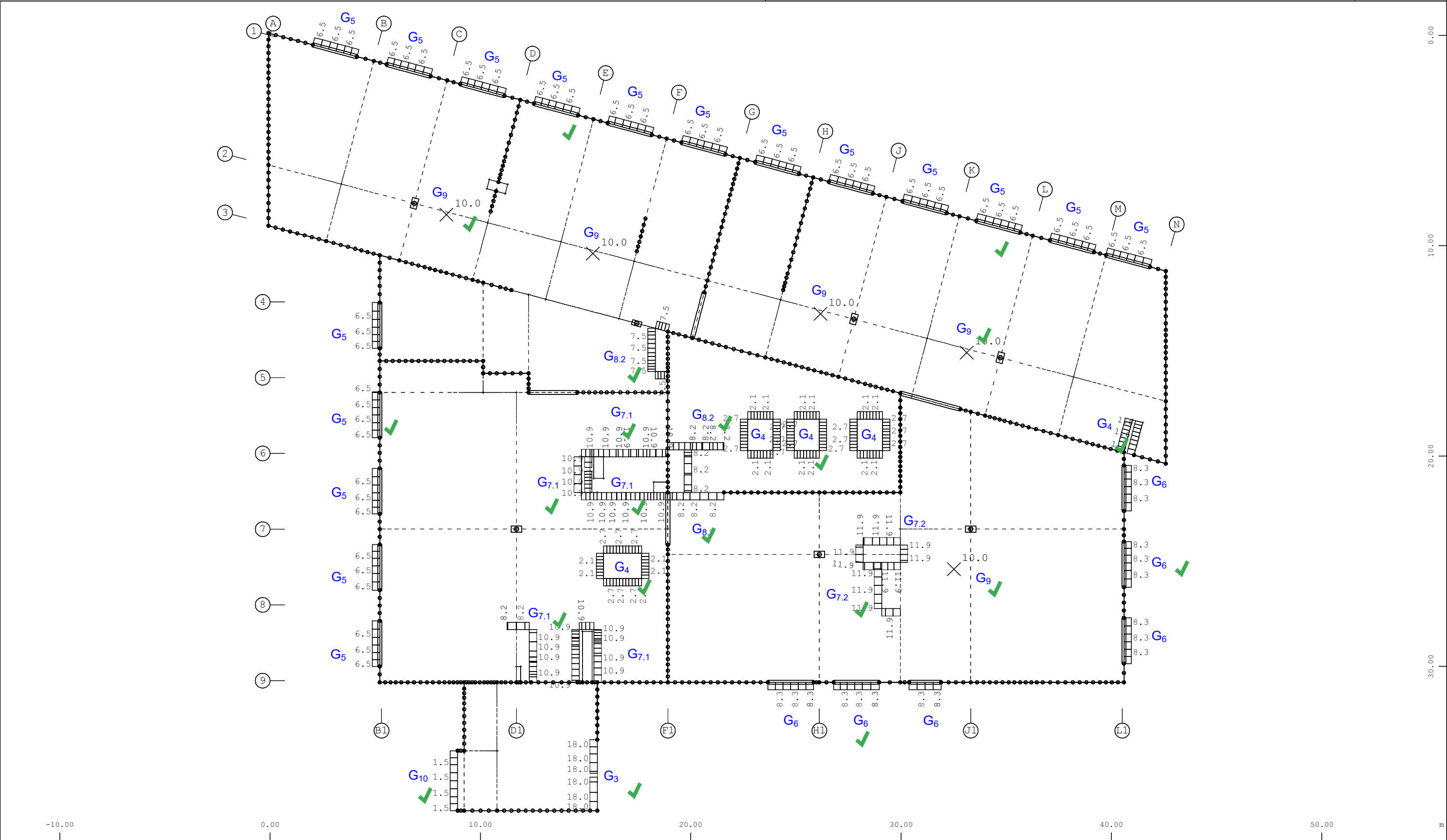
Südost
Y
X
Z

Freie Linienlast (Kraft) in global Z, Lastfall 2 Ständige Lasten G , 1 cm im Raum = 30.000 kN/m
Freie Einzellast (Kraft) in global Z, Lastfall 2 Ständige Lasten G , 1 cm im Raum = 2.0000 kN

(Max=18.0)

(Max=10)

M 1 : 112
X * 0.851
Y * 0.691
Z * 0.894



Freie Linienlast (Kraft) in global Z, Lastfall 2

Freie Einzellast (Kraft) in global Z, Lastfall 2

Ständige Lasten G

Ständige Lasten G

, 1 cm im Raum = 50.000 kN/m

, 1 cm im Raum = 5.0000 kN

▲ (Max=18.0)

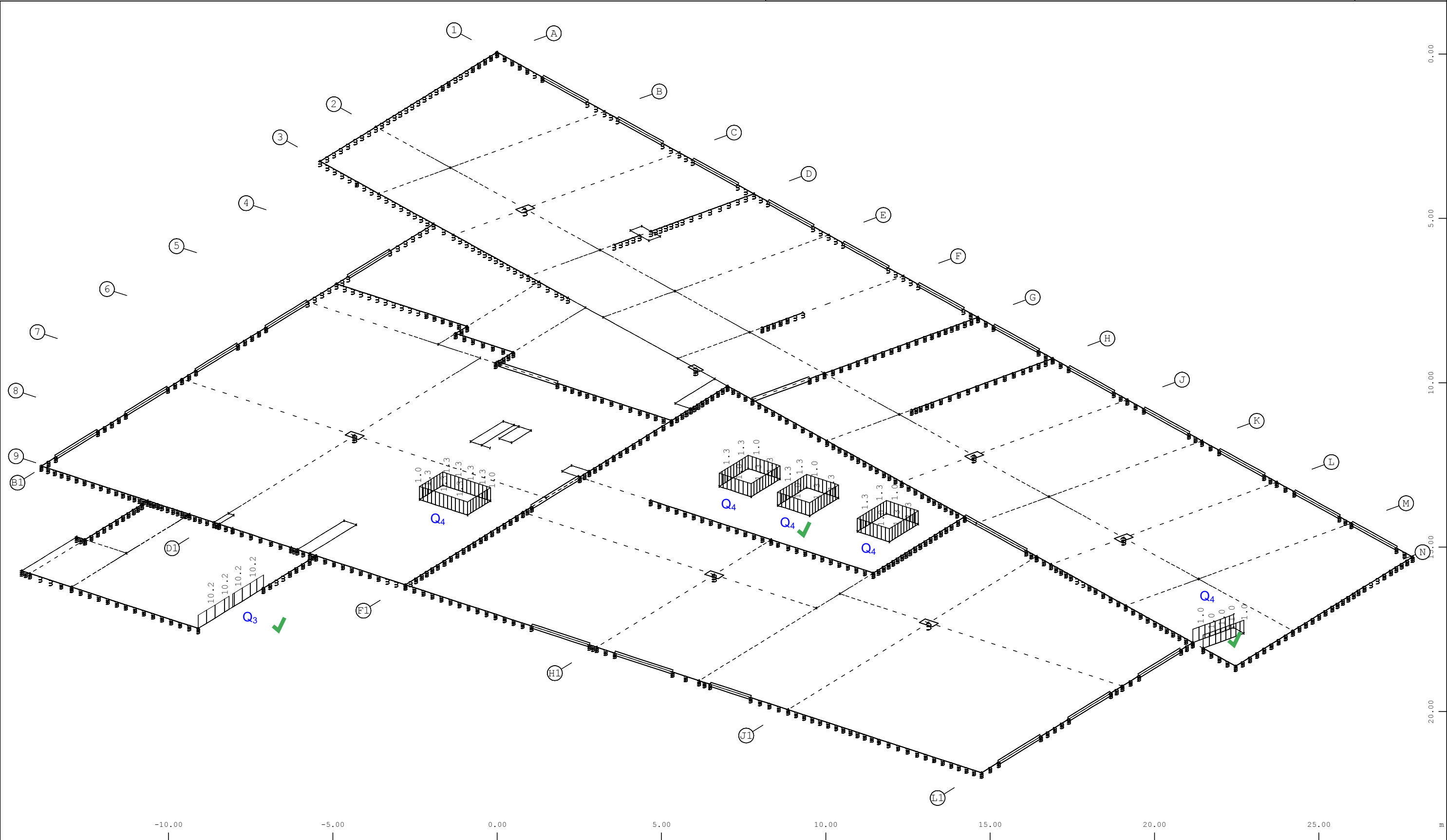
▶ (Max=10.0)

M 1 : 175

BAUTEIL : Pos. 3.0.3: Bestandsdecke über EG
BLOCK : Achsen A-N/1-10
VORGANG : Belastung | Ständige Lasten G

ARCHIV NR

Seite 3-350



Freie Linienlast (Kraft) in global Z, Lastfall 3

Freie Linienlast (Kraft) in global Z, Lastfall 5

Freie Linienlast (Kraft) in global Z, Lastfall 6

Veränderliche Last Q

Veränderliche Last Q

Veränderliche Last Q

, 1 cm im Raum = 15.000 kN/m

, 1 cm im Raum = 10.000 kN/m

, 1 cm im Raum = 10.000 kN/m

▽ (Max=10.2)

▽ (Max=1.0)

▽ (Max=1.3)

M 1 : 112

X * 0.851

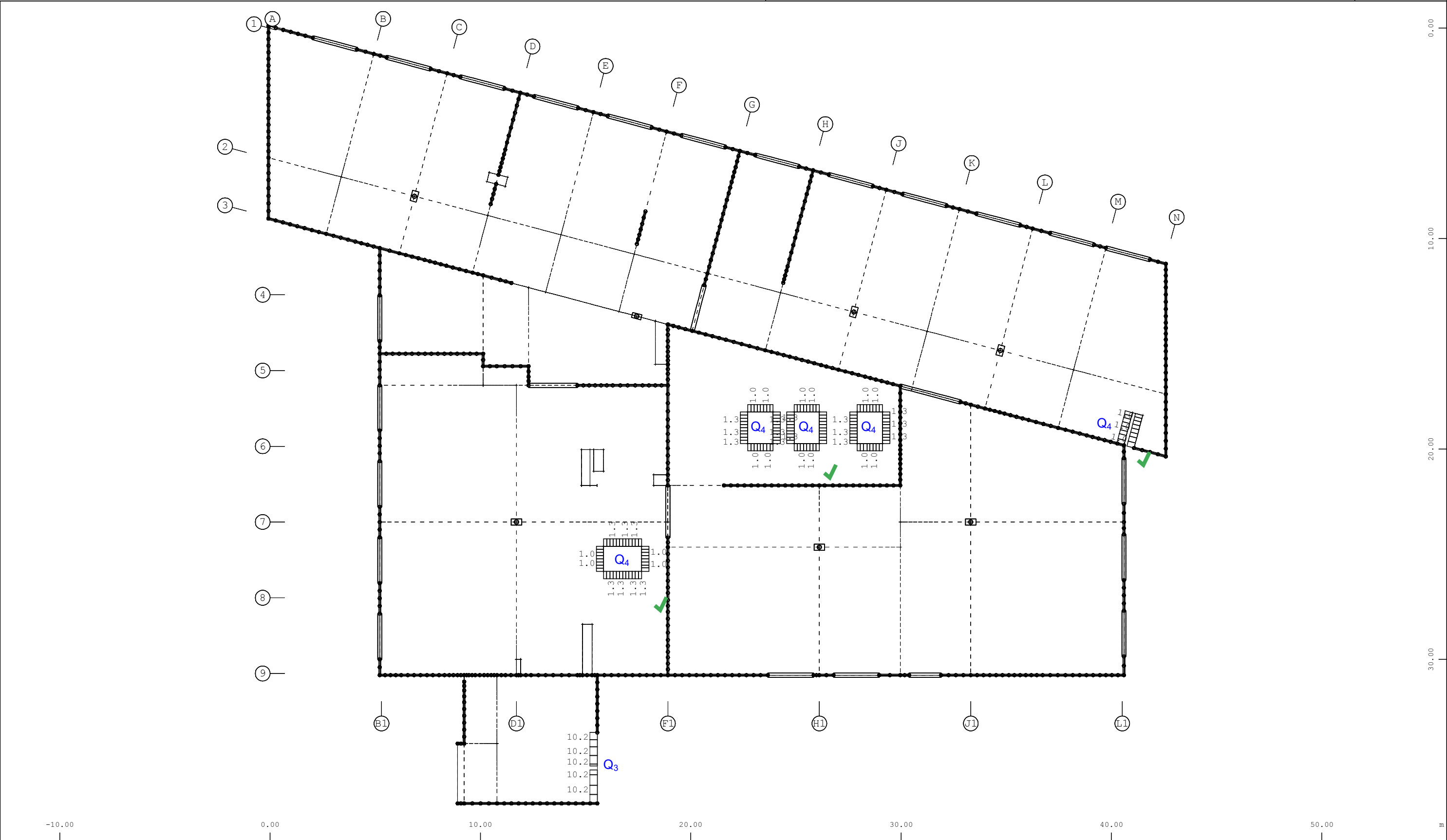
Y * 0.691

Z * 0.894

BAUTEIL : Pos. 3.0.3: Bestandsdecke über EG
BLOCK : Achsen A-N/1-10
VORGANG : Belastung | Veränderliche Lasten Q

ARCHIV NR

Seite 3-351



X

Y

Freie Linienlast (Kraft) in global Z, Lastfall 3

Freie Linienlast (Kraft) in global Z, Lastfall 5

Freie Linienlast (Kraft) in global Z, Lastfall 6

Veränderliche Last Q

Veränderliche Last Q

Veränderliche Last Q

, 1 cm im Raum = 10.000 kN/m

, 1 cm im Raum = 10.000 kN/m

, 1 cm im Raum = 10.000 kN/m

▽

▽

▽

(Max=10.2)

(Max=1.0)

(Max=1.3)

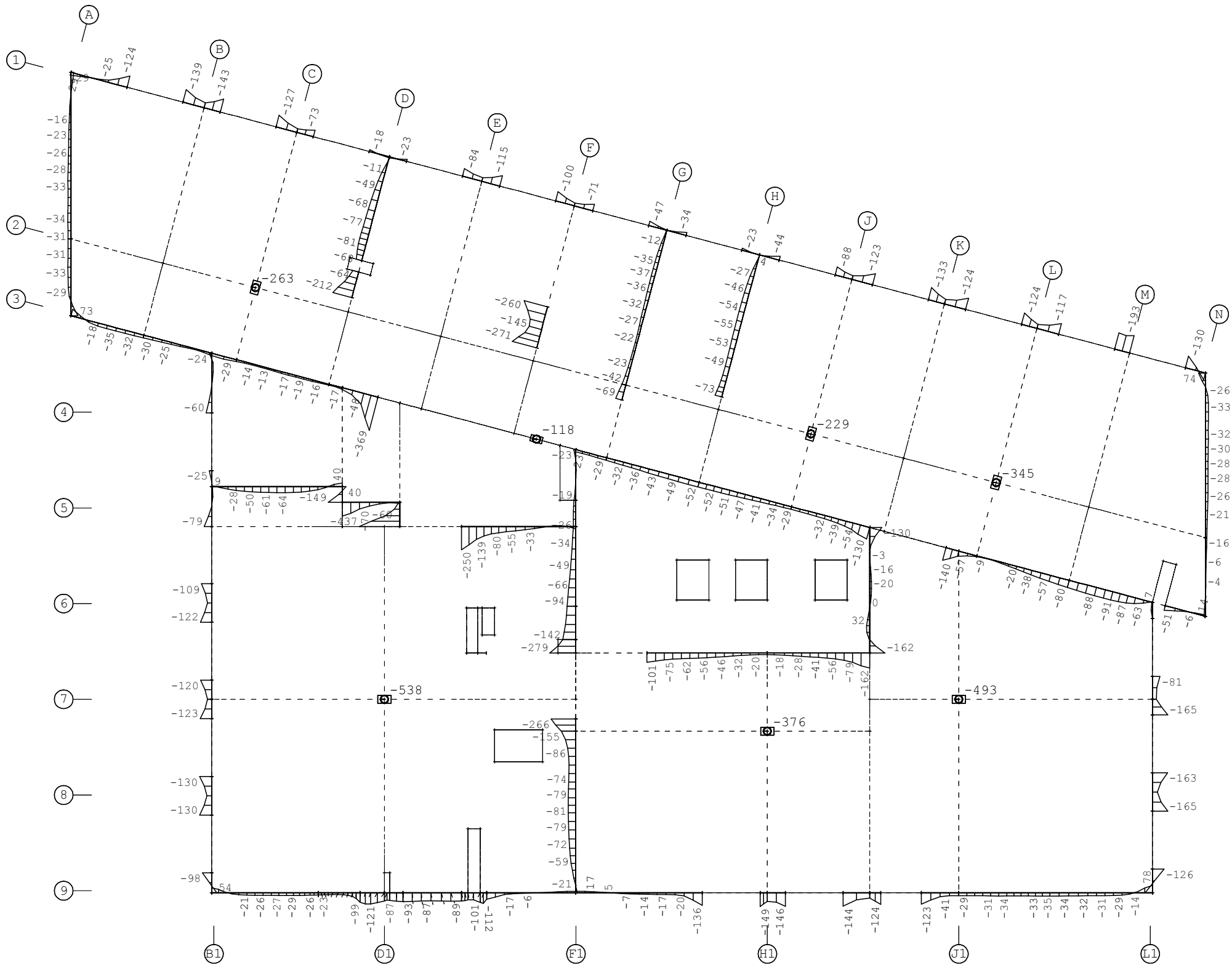
M 1 : 175



Auflagerkräfte

- Charakteristische Auflagerkräfte aus den ständig einwirkenden Lasten (G_k)
- Charakteristische Auflagerkräfte aus den veränderlich einwirkenden Lasten (Q_k)





Achsen A-N/1-9

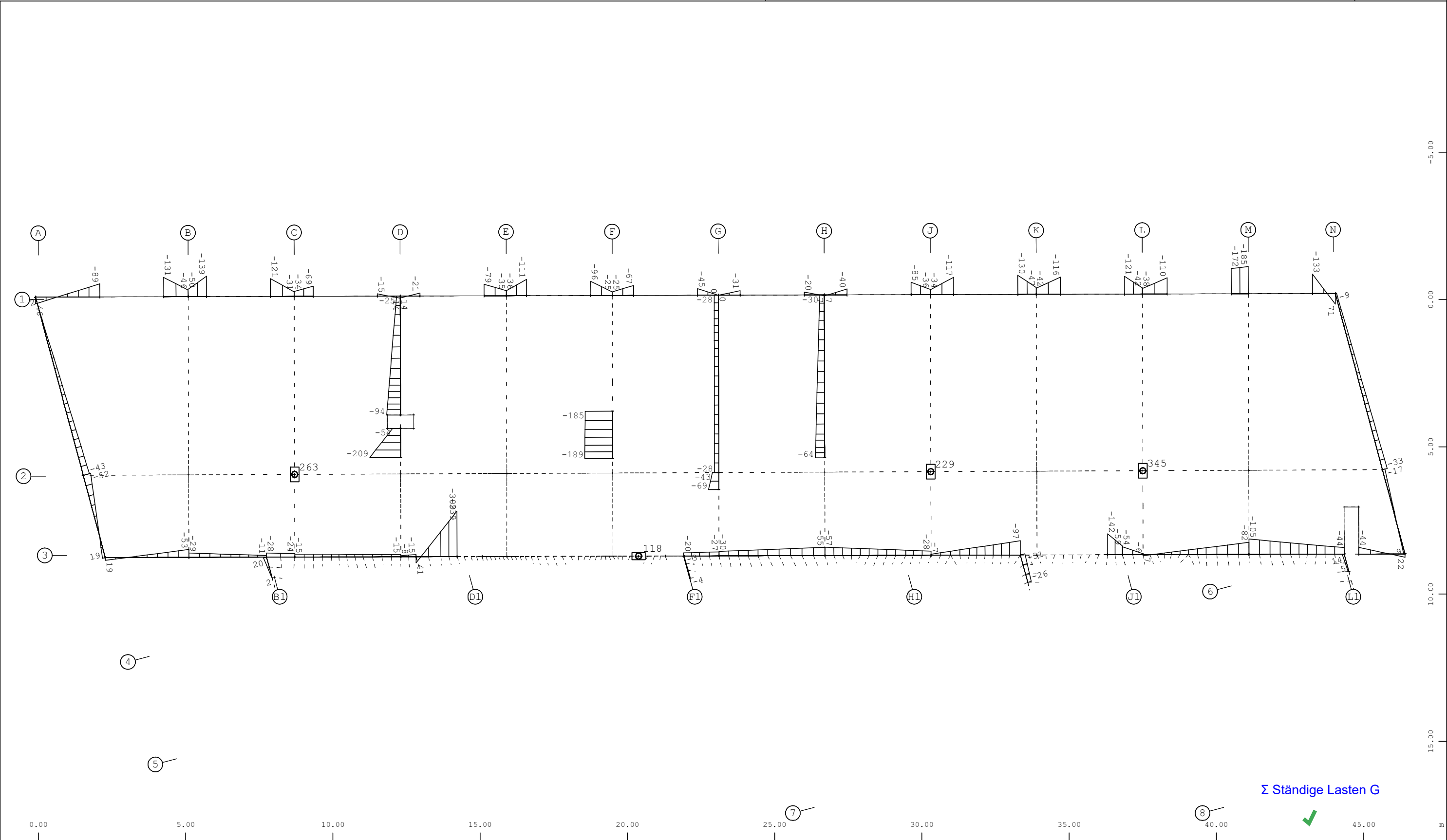
Randauflegerkraft in global Z, Lastfall 3168 MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerre , 1 cm im Raum = 500.00 kN/m (Min=-437) (Max=78)

Auflagerfedern , Federkraft in global Z, Lastfall 3146 MIN-P FEDE Federkräfte und -ver , 1 cm im Raum = 500.00 kN

➤

(Min=-538) (Max=-118) (Summe: -2363)

M 1 : 175



X

Y

Achsen A-N/1-3

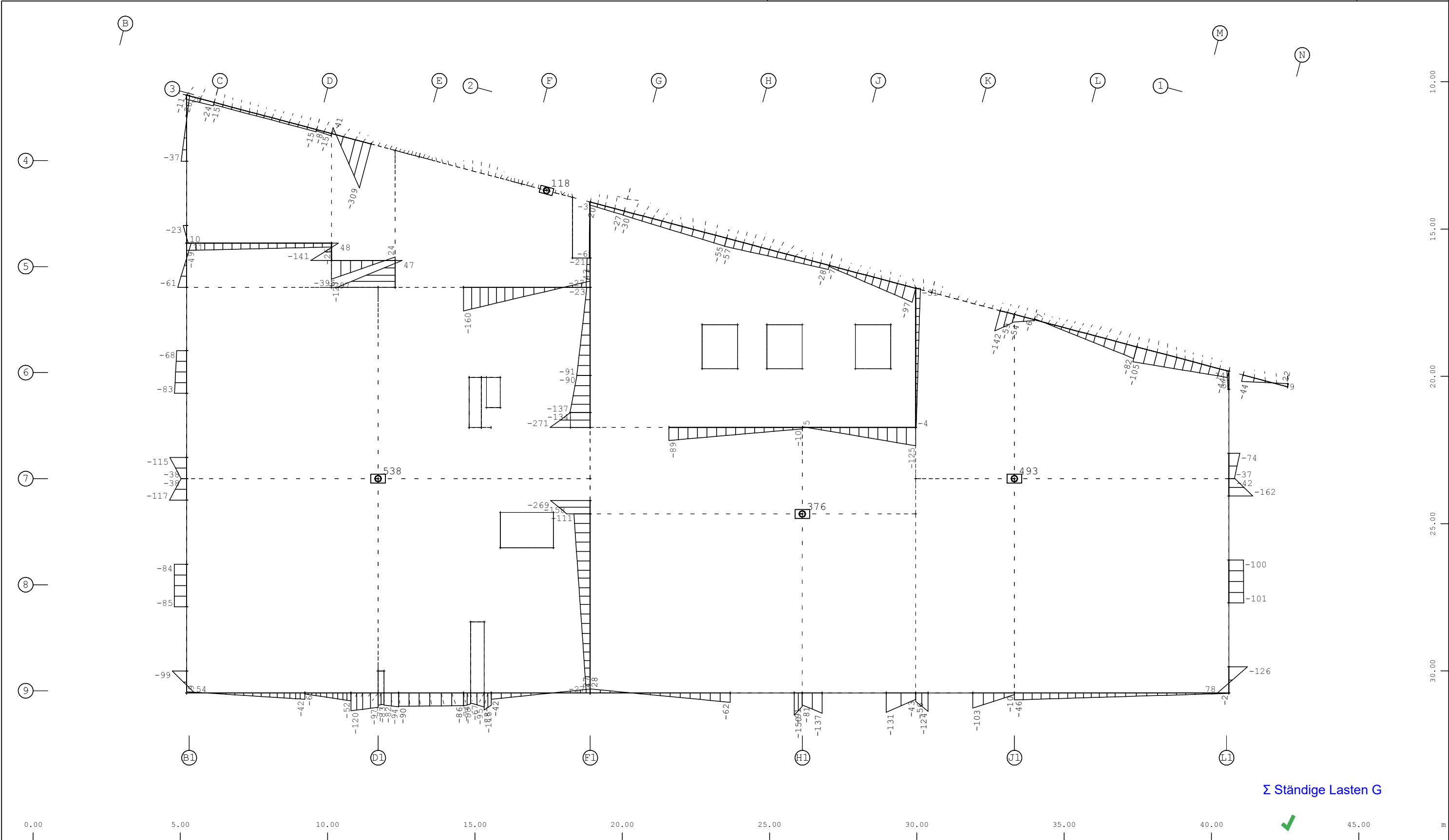
Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 3168 MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerre , 1 cm im Raum = 250.00 kN/m (Min=-309) (Max=71)

Auflagerfedern , Federkraft in global Z, Lastfall 3146 MIN-P FEDE Federkräfte und -ver , 1 cm im Raum = 200.00 kN

Σ Ständige Lasten G

✓

M 1 : 125



X

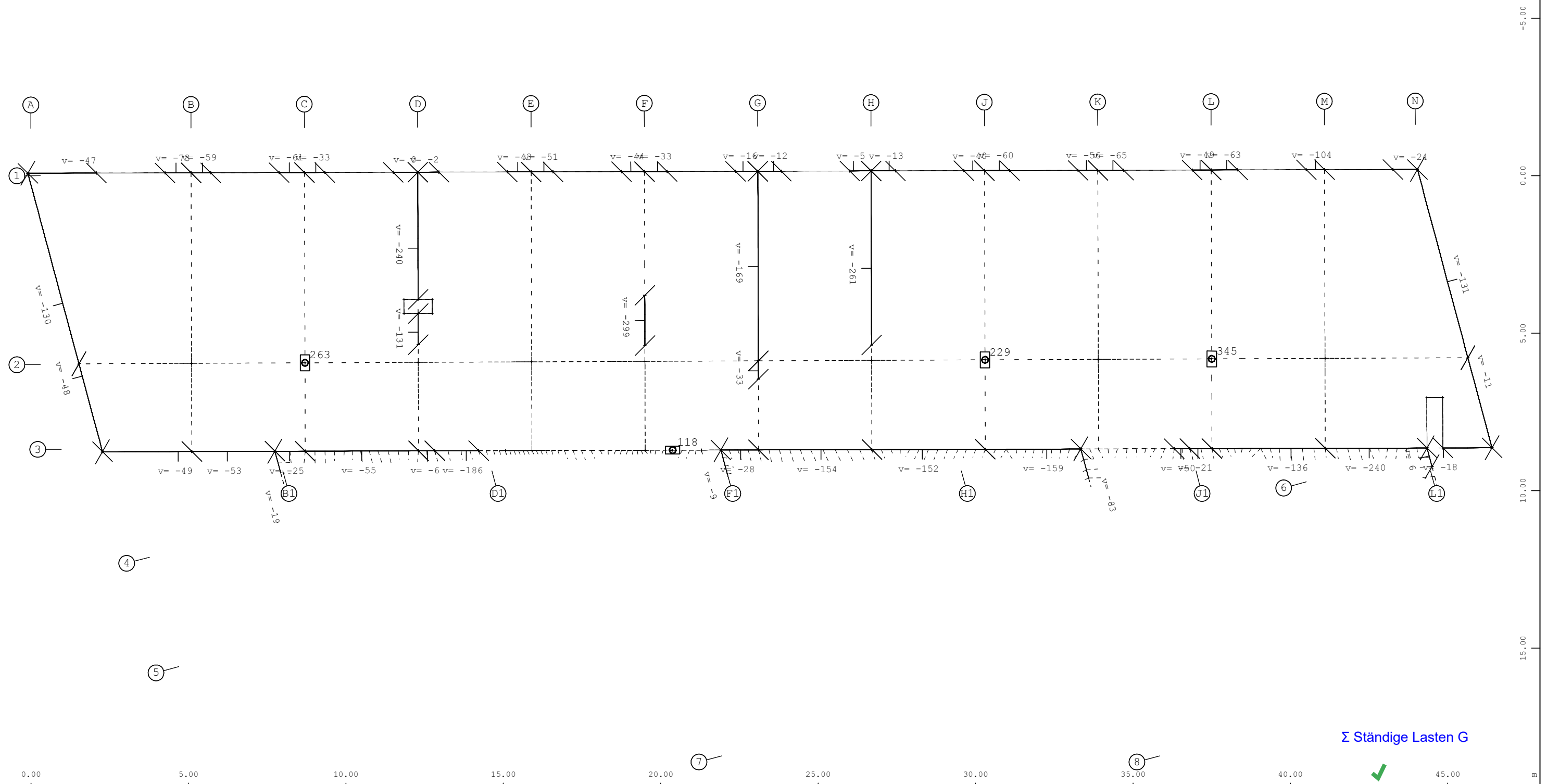
Y

Achsen B1-L1/3-9
Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 3168 MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerre , 1 cm im Raum = 250.00 kN/m (Min=-396) (Max=78)
Auflagerfedern , Federkraft in global Z, Lastfall 3146 MIN-P FEDE Federkräfte und -ver , 1 cm im Raum = 500.00 kN

➤


(Min=-538) (Max=-118) (Summe: -1525)

M 1 : 125



Achsen A-N/1-3 M 1 : 125

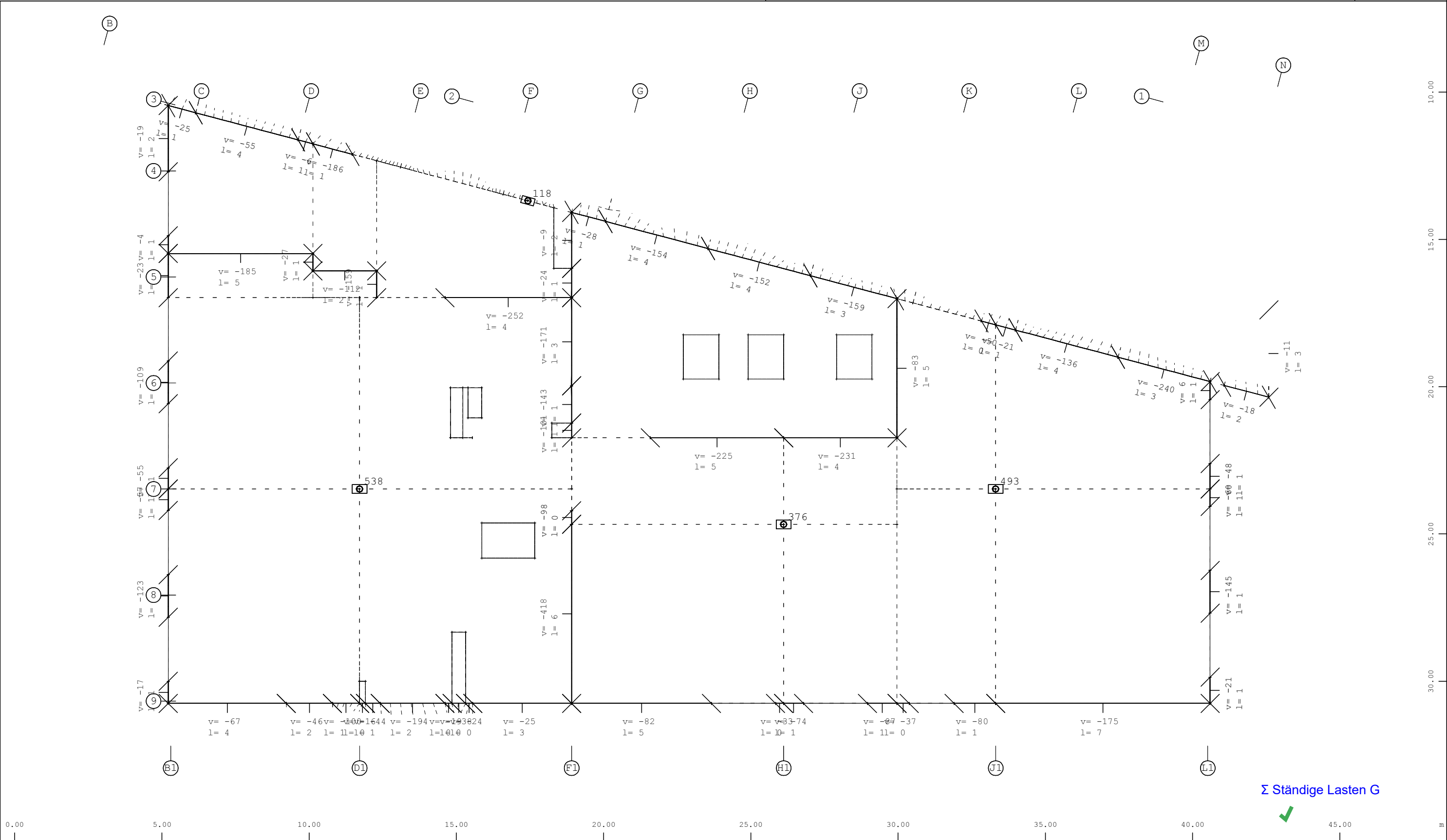
Resultierende aus: Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 3168 MIN-PZ RAND Verteilte Auflagergerre (Min=-299) (Max=6) (Summe: -3843) (v=Resultierende in m*kN/m)

Auflagerfedern , Federkraft in global Z, Lastfall 3146 MIN-P FEDE Federkräfte und -ver , 1 cm im Raum = 200.00 kN  (Min=-345) (Max=-118) (Summe: -956)

BAUTEIL	:	Pos. 3.0.3: Bestandsdecke über EG
BLOCK	:	Achsen A-N/1-3 (Ausschnitt)
VORGANG	:	Auflagerkräfte (char.) Ständige Lasten (EG)

ARCHIV NR

geprüft Gebhart



X

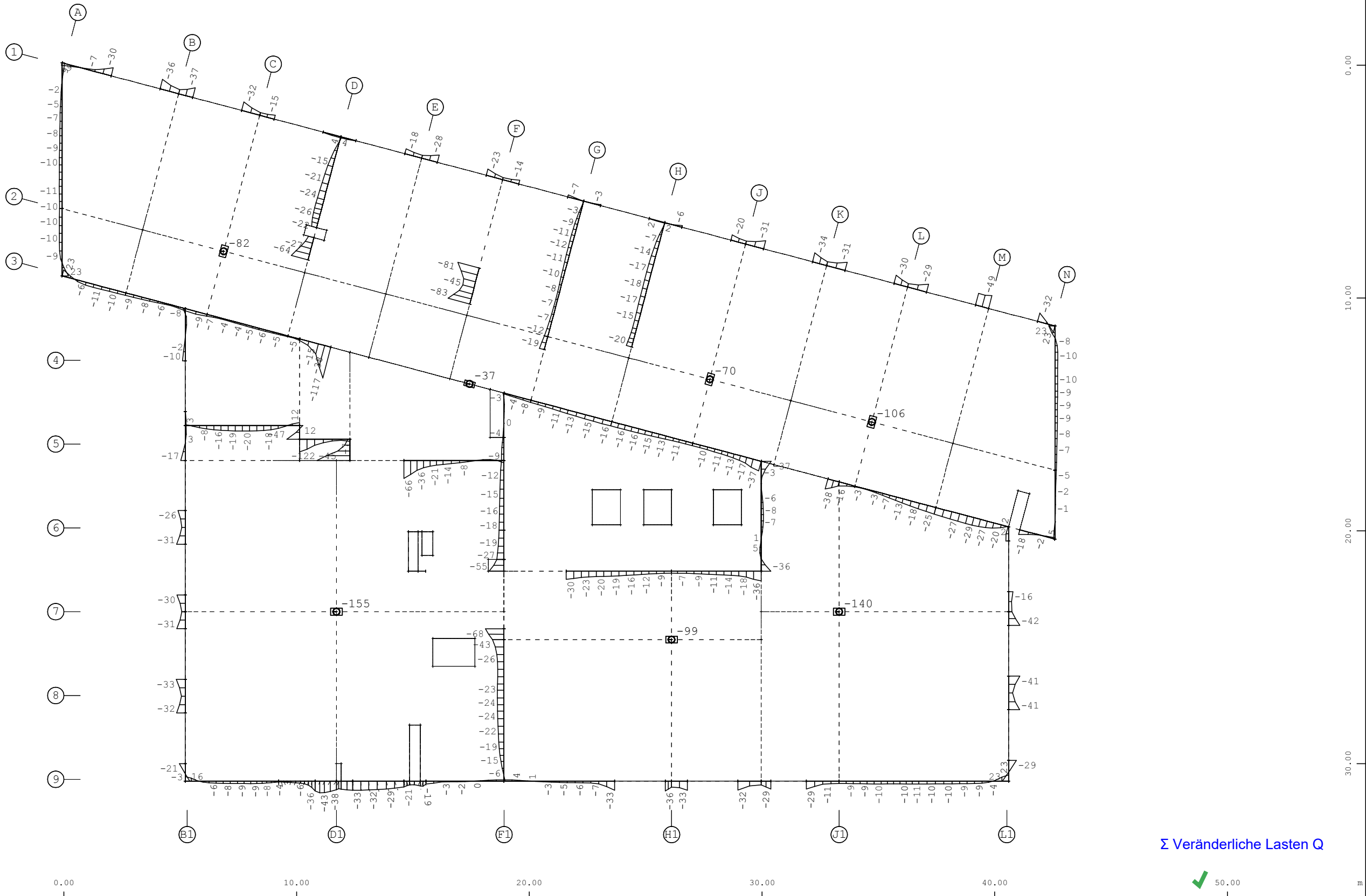
Y

Achsen B1-L1/3-9
Resultierende aus: Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 3168 MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerre (Min=-418) (Max=6) (Summe: -5293) (v=Resultierende in m*kN/m, l=Schnittlänge in m)
Auflagerfedern , Federkraft in global Z, Lastfall 3146 MIN-P FEDE Federkräfte und -ver , 1 cm im Raum = 500.00 kN

(Min=-538) (Max=-118) (Summe: -1525)

M 1 : 125

geprüft Gebhart



X

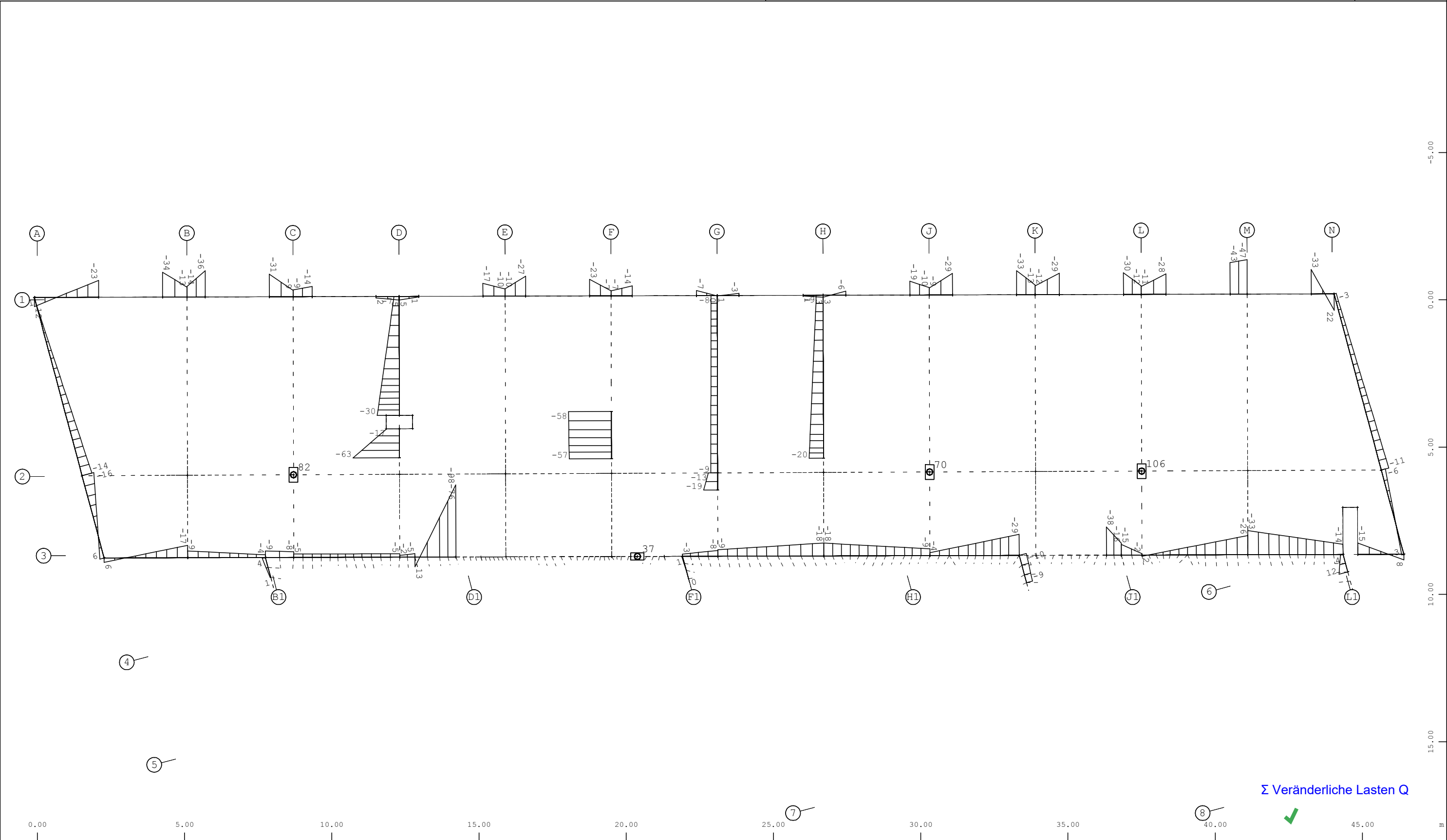
Y

Achsen A-N/1-9
Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 4168 MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerre , 1 cm im Raum = 150.00 kN/m (Min=-122) (Max=23)
Auflagerfedern , Federkraft in global Z, Lastfall 4146 MIN-P FEDE Federkräfte und -ver , 1 cm im Raum = 100.00 kN

➤

(Min=-155) (Max=-37) (Summe: -690)

M 1 : 175



X

Y

Achsen A-N/1-3

Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 4168 MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerre

, 1 cm im Raum = 50.000 kN/m (Min=-98) (Max=22)

Auflagerfedern , Federkraft in global Z, Lastfall 4146 MIN-P FEDE Federkräfte und -ver

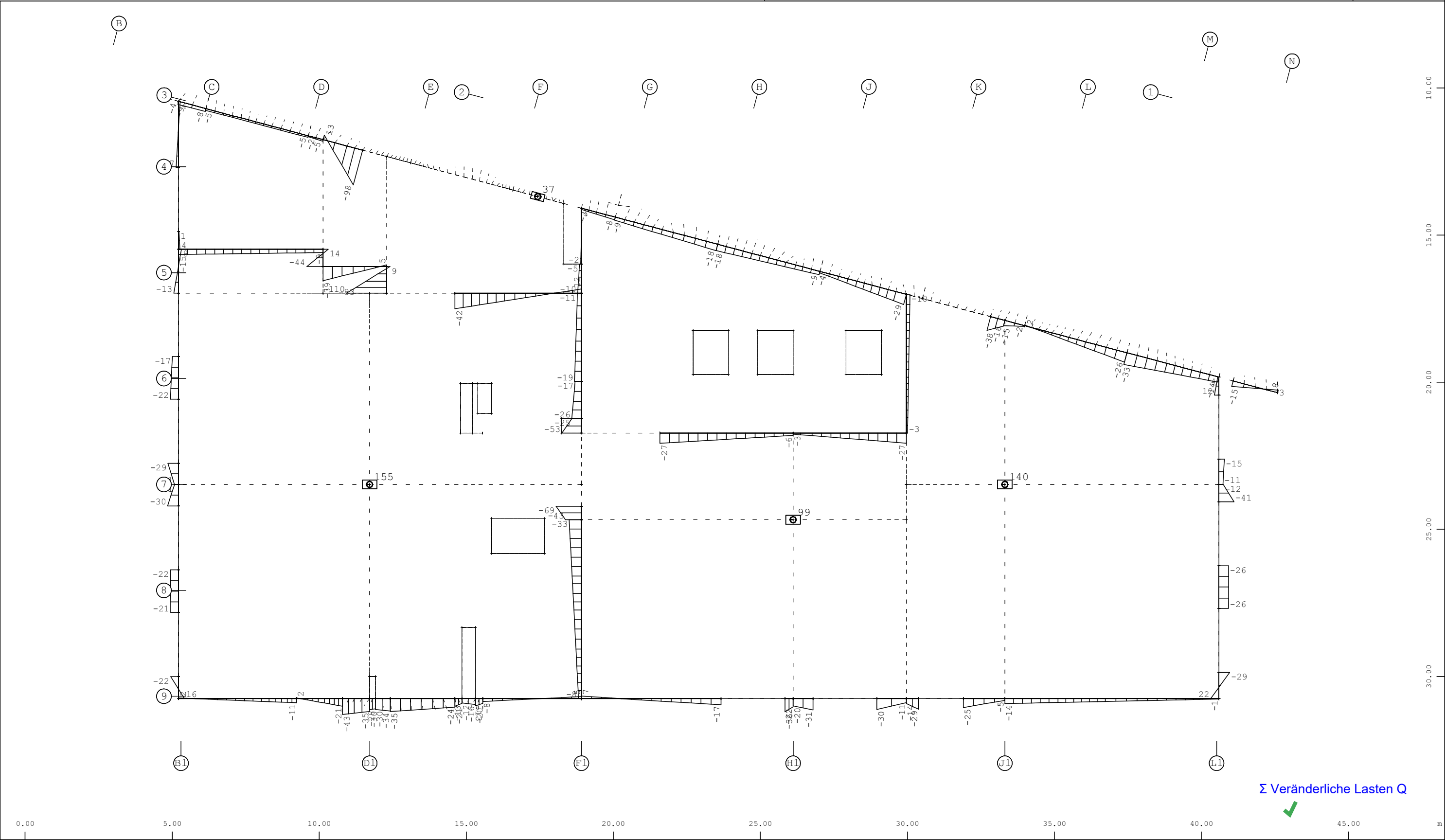
, 1 cm im Raum = 100.00 kN

Σ Veränderliche Lasten Q

✓

M 1 : 125

geprüft Gebhart



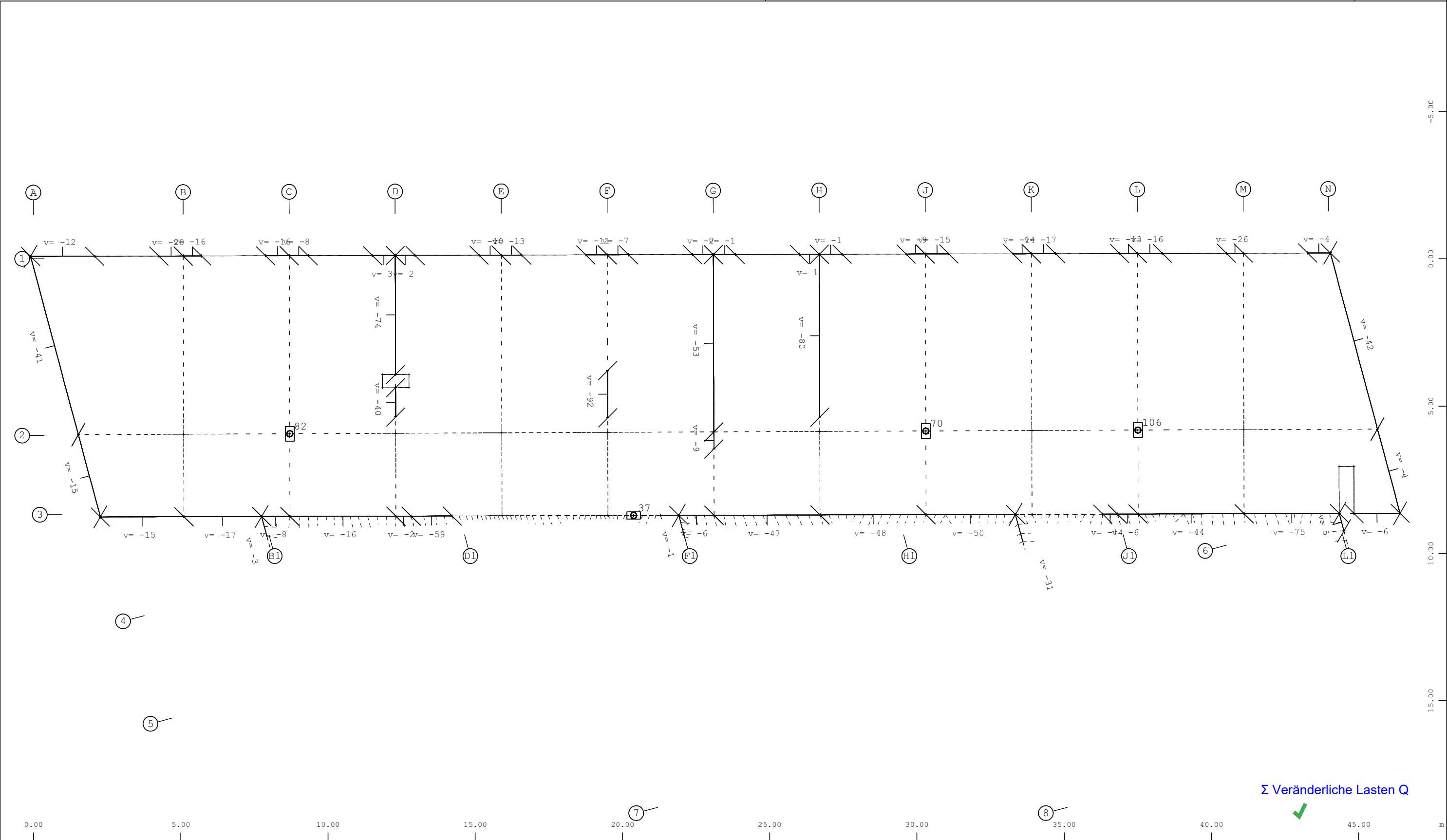
X

Y

Achsen B1-L1/3-9
Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 4168 MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerer , 1 cm im Raum = 100.00 kN/m (Min=-110) (Max=22)
Auflagerfedern , Federkraft in global Z, Lastfall 4146 MIN-P FEDE Federkräfte und -ver , 1 cm im Raum = 100.00 kN

(Min=-155) (Max=-37) (Summe: -432)

M 1 : 125



X

Y

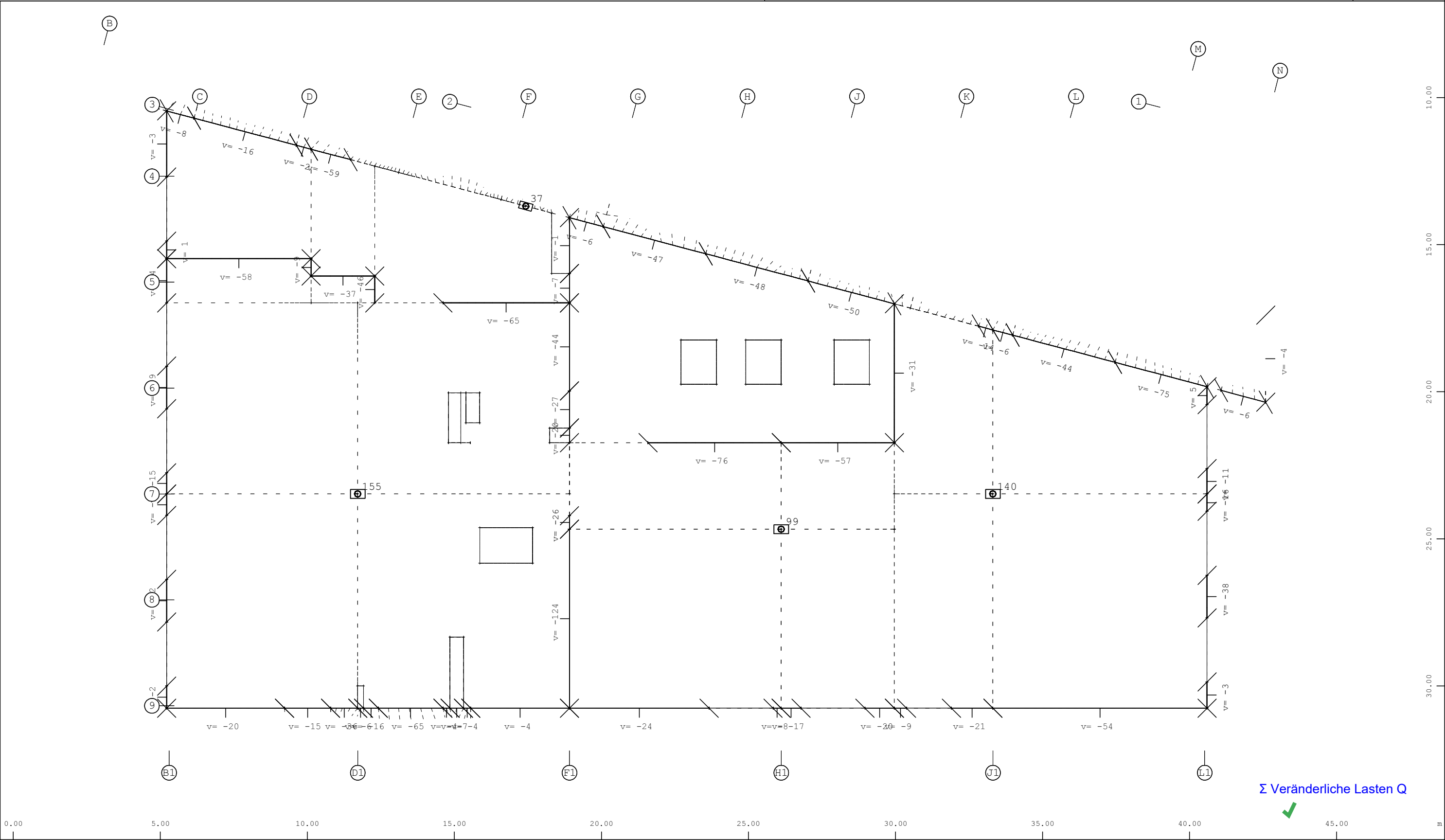
Achsen A-N/1-3
Resultierende aus.Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 4168 MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerre (Min=-92) (Max=5) (Summe: -1120) (v=Resultierende in m*kN/m)
Auflagerfedern , Federkraft in global Z, Lastfall 4146 MIN-P FEDE Federkräfte und -ver , 1 cm im Raum = 100.00 kN

Resultierende aus.Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 4168 MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerre (Min=-92) (Max=5) (Summe: -1120) (v=Resultierende in m*kN/m)
Auflagerfedern , Federkraft in global Z, Lastfall 4146 MIN-P FEDE Federkräfte und -ver , 1 cm im Raum = 100.00 kN

Resultierende aus.Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 4168 MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerre (Min=-92) (Max=5) (Summe: -1120) (v=Resultierende in m*kN/m)
Auflagerfedern , Federkraft in global Z, Lastfall 4146 MIN-P FEDE Federkräfte und -ver , 1 cm im Raum = 100.00 kN

M 1 : 125

geprüft Gebhart



Achsen B1-L1/3-9

Resultierende aus: Gemittelte Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 4168 MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerer (Min=-124) (Max=5) (Summe: -1503) (v=Resultierende in m*kN/m)

Auflagerfedern , Federkraft in global Z, Lastfall 4146 MIN-P FEDE Federkräfte und -ver , 1 cm im Raum = 100.00 kN

(Min=-155) (Max=-37) (Summe: -432)

M 1 : 125



Nachweis der erforderlichen und vorhandenen Biegebewehrung


- Bemessungsparameter der FEM-Berechnung
- Erforderliche Gesamtbewehrung aus der Biegebemessung (Übersicht)
- Erforderliche Zulagen unter Abzug der vorhandenen Grundbewehrung



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
 Bemessungsparameterliste

Bewehrungsparameter zweilagige Bewehrung

Auswahl Grp Elem Nr. Nr.	Abstand		Durchmesser		Rissbreite		Stahlspannung		Mindestbew.	
	d1-o 2.Lage	d1-u 2.Lage	ds-o 2.Lage	ds-u 2.Lage	wk-o 2.Lage	wk-u 2.Lage	sigso 2.Lage	sigsu 2.Lage	aso 2.Lage	asu 2.Lage
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[cm ² /m]	[cm ² /m]
für alle	42.0	57.0	14	14	0.40	0.40	360.00	360.00	10.26	10.26
	42.0	57.0	14	14	0.40	0.40	360.00	360.00	10.26	10.26
1	42.0	57.0	14	14	0.30	0.30	360.00	360.00	10.26	10.26
	42.0	57.0	14	14	0.40	0.40	360.00	360.00	10.26	10.26
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.

21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Bruchbemessung

Norm

EuroNorm: DIN EN 1992-1-1/NA:2013, DIN EN 1993-1-1/NA:2018, DIN EN 1994-1-1/NA:2010 (Germany) V 2023
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

Materialien

MAT	fck [MPa]	fc [MPa]	fctm [MPa]	fy [MPa]	ft [MPa]	eps,ud [o/oo]	minQ	Art
1	35.00	29.75	3.21				0.00	
2				500.00	525.00	25.0		
3	25.00	21.25	2.56				0.00	

MAT	Materialnummer	ft	Zugfestigkeit des Betonstahls
fck	Nennfestigkeit des Betons	eps,ud	Grenzdehnung - begrenzt auf max. 0.9*50 o/oo
fc	Rechenfestigkeit des Betons	minQ	minimale Querbewehrung
fctm	Zugfestigkeit des Betons	Art	Charakter der Belastung
fy	Fließgrenze des Betonstahls		

Abminderung der Betondruckfestigkeit bei Querkzug = 25.0 [o/o]

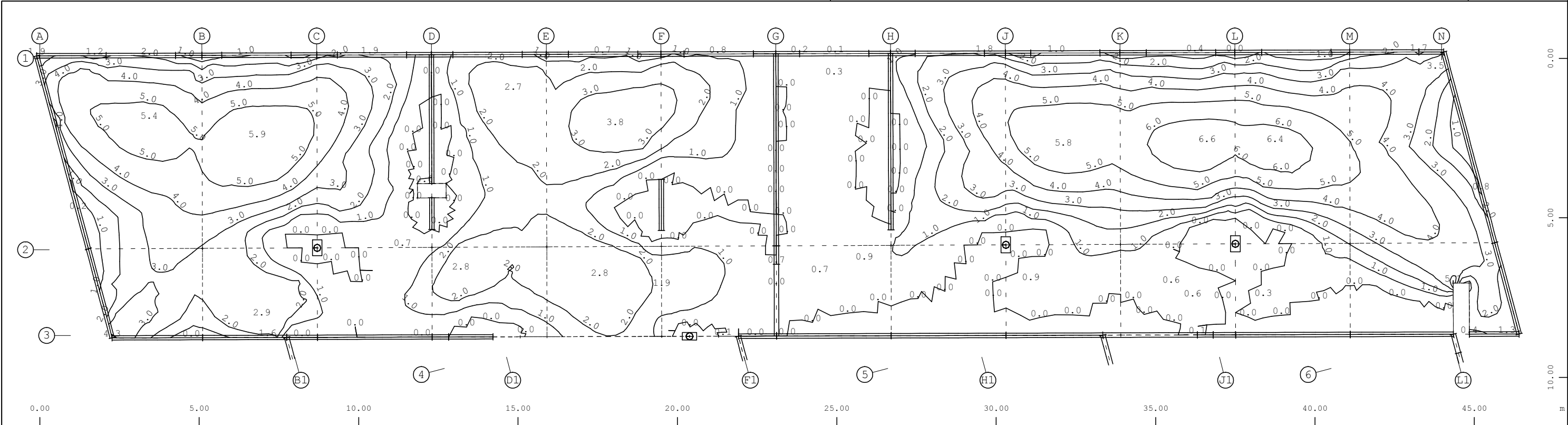
Material-Sicherheitsbeiwerte:

MAT	Beton SC1	SC2	Stahl SS1	SS2
1	1.50	1.50		
2			1.15	1.15
3	1.50	1.50		

MAT	Materialnummer
Beton SC1	Materialsicherheit SC1/SC2 = Biegeglieder/Druckglieder
Stahl SS1	Materialsicherheit Betonstahl Biegeglieder/Druckglieder

Bei direkter Lagerung wird die Querkraft von 1.0*d bis zum Auflagerrand linear auf 70% reduziert.
Der Nachweis der Betondruckstrebe erfolgt ohne Reduktion am Auflagerrand.
Beim Durchstanznachweis wird, falls erforderlich, die Biegebewehrung bis 1.50% erhöht, um auf Schubbewehrung verzichten zu können [Eingabe DUST...RO_V].
Ausserhalb der Durchstanzbereiche wird hierzu bei der normalen Plattenschubbe-
messung der Biegebewehrungsgrad bis maximal 0.20% erhöht [Eingabe STEU...RO_V].





Achsen A-N/1-3

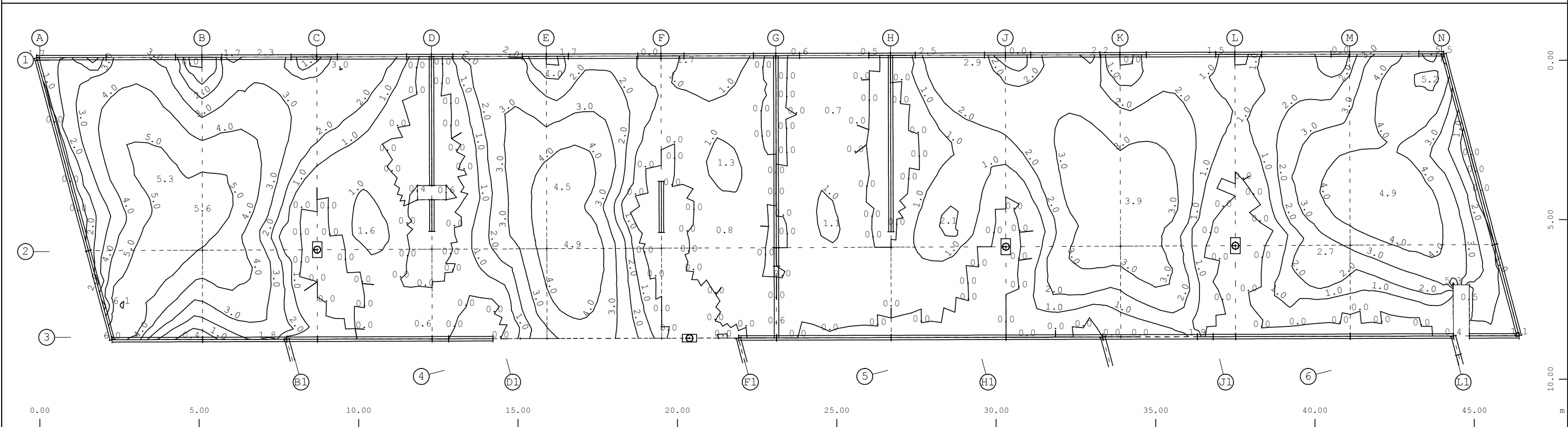
Info Bewehrung nur aus Biegebemessung, Hauptbewehrung (1.Lage) unten im Knoten

↗

Bemessungsfall 1 Bemessung GZT

, von 0.00 bis 6.6 Stufen 1.0 cm2/m

M 1 : 125



Achsen A-N/1-3

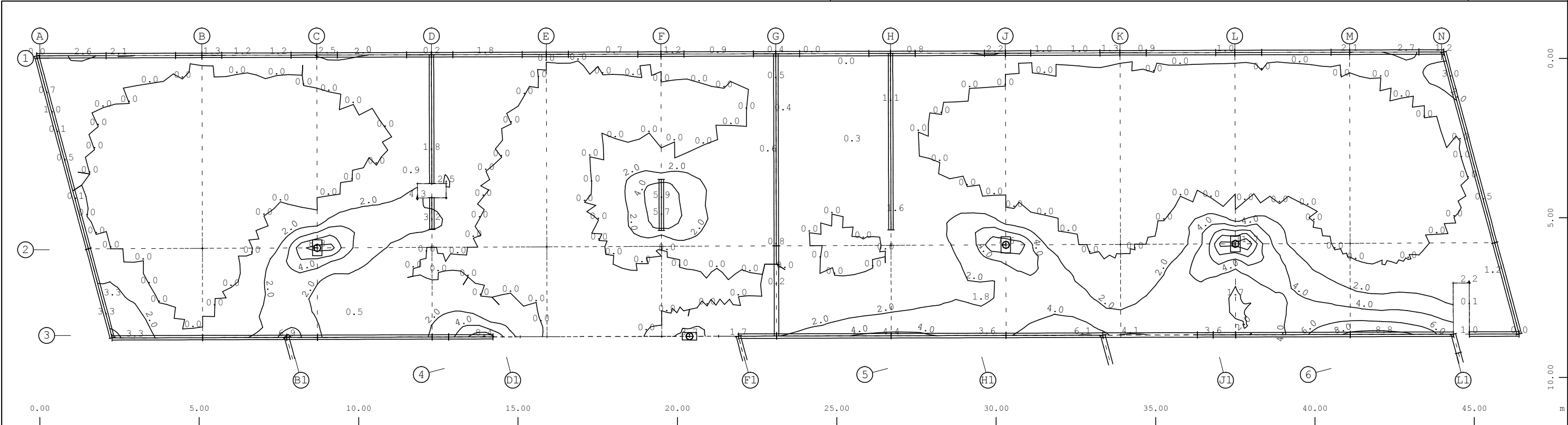
Info Bewehrung nur aus Biegebemessung, Querbewehrung (2.Lage) unten im Knoten

↗

Bemessungsfall 1 Bemessung GZT

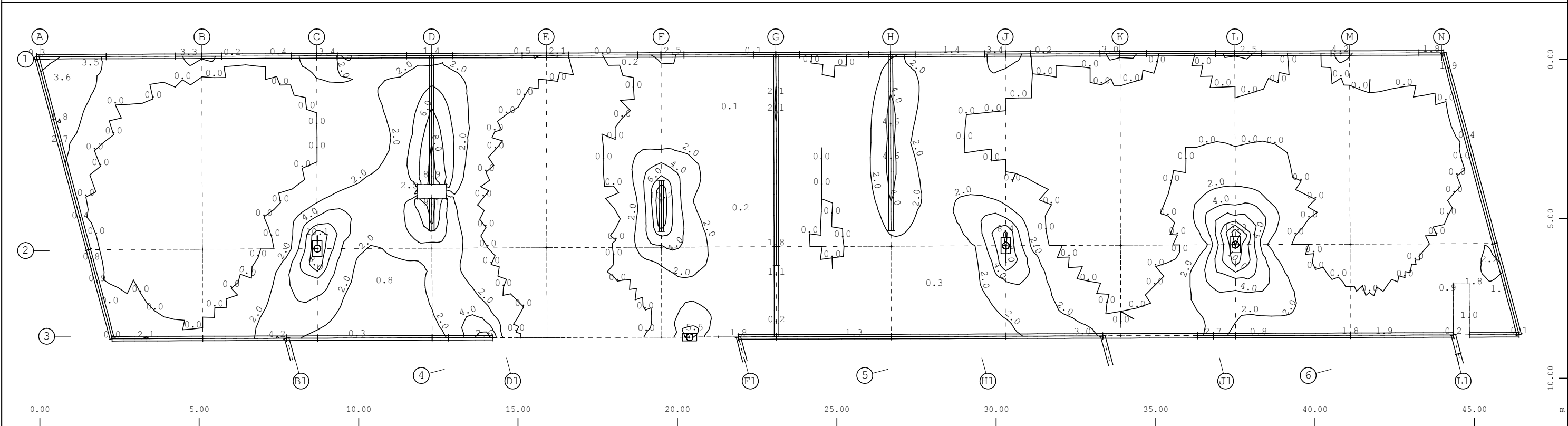
, von 0.00 bis 6.1 Stufen 1.0 cm2/m

M 1 : 125



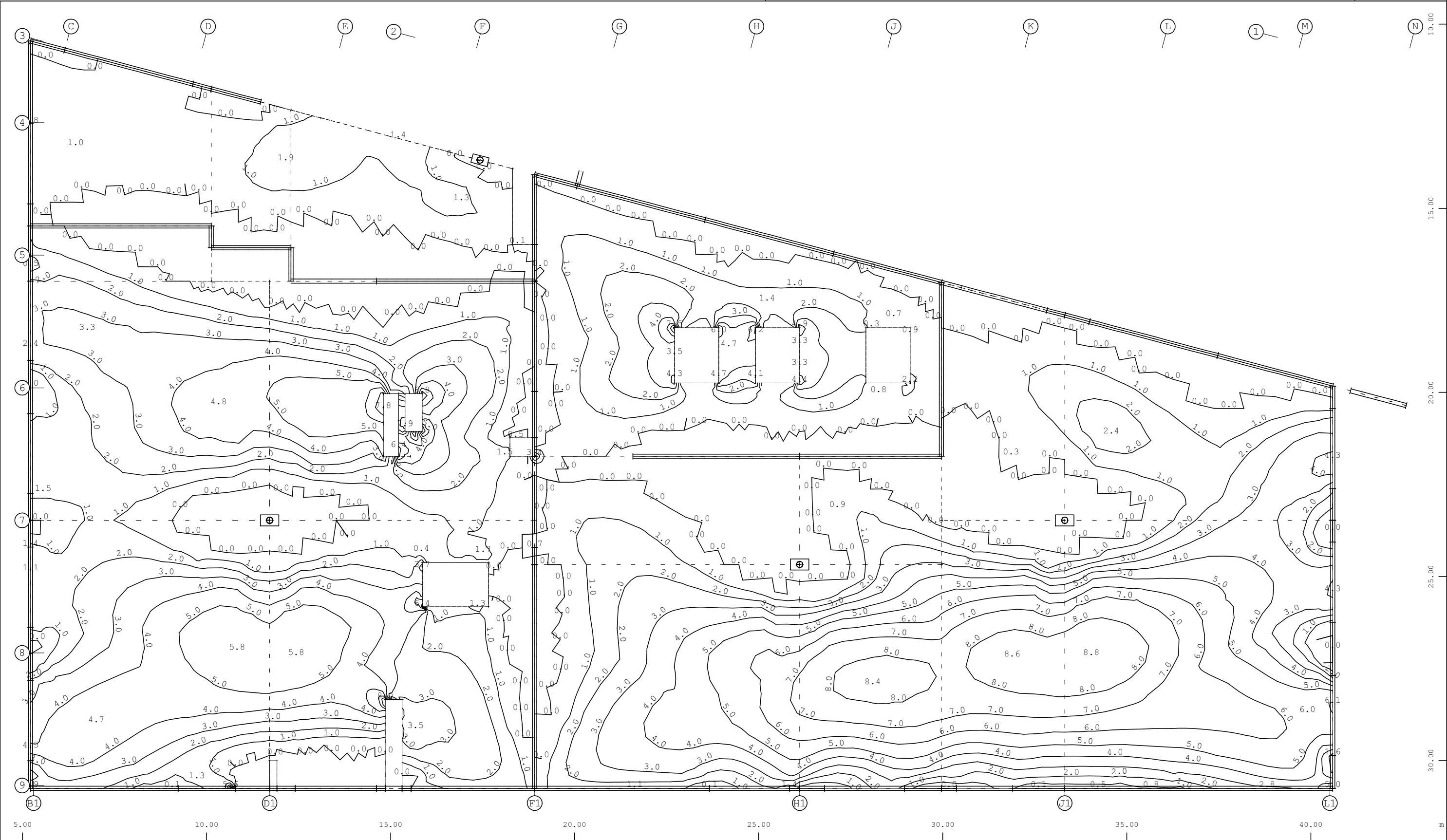
Achsen A-N/1-3
Info Bewehrung nur aus Biegebemessung, Hauptbewehrung (1.Lage) oben im Knoten ↗ , Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 0.00 bis 11.7 Stufen 2.0 cm2/m

M 1 : 125



Achsen A-N/1-3
Info Bewehrung nur aus Biegebemessung, Querbewehrung (2.Lage) oben im Knoten ↘ , Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 0.00 bis 13.3 Stufen 2.0 cm2/m

M 1 : 125



X

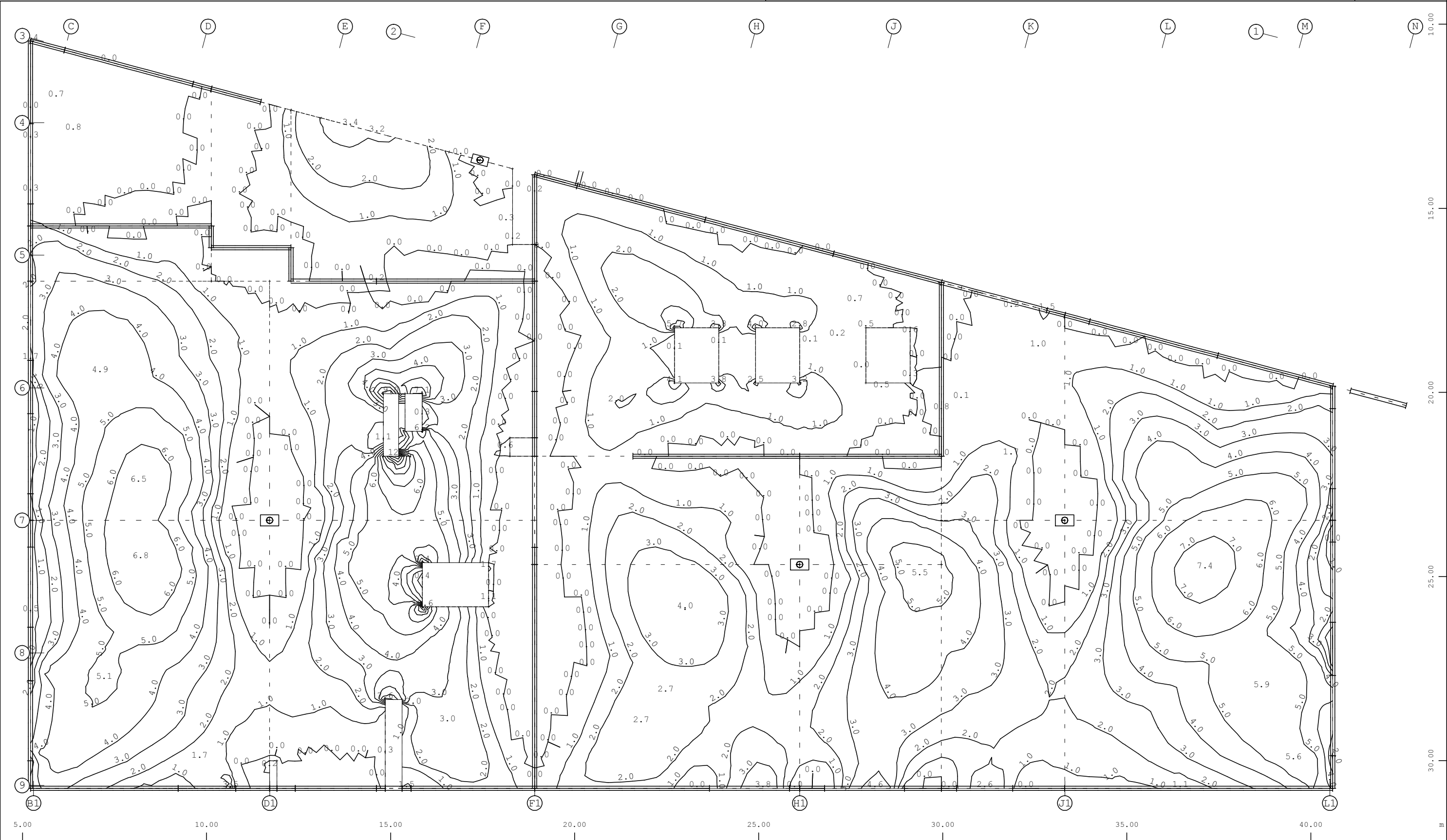
Y

Achsen B1-L1/3-9
Info Bewehrung nur aus Biegebemessung, Hauptbewehrung (1.Lage) unten im Knoten

1

Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 0.00 bis 8.8 Stufen 1.0 cm²/m

M 1 : 100



Achsen B1-L1/3-9

Info Bewehrung nur aus Biegebemessung, Querbewehrung (2.Lage) unten im Knoten

↗, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT

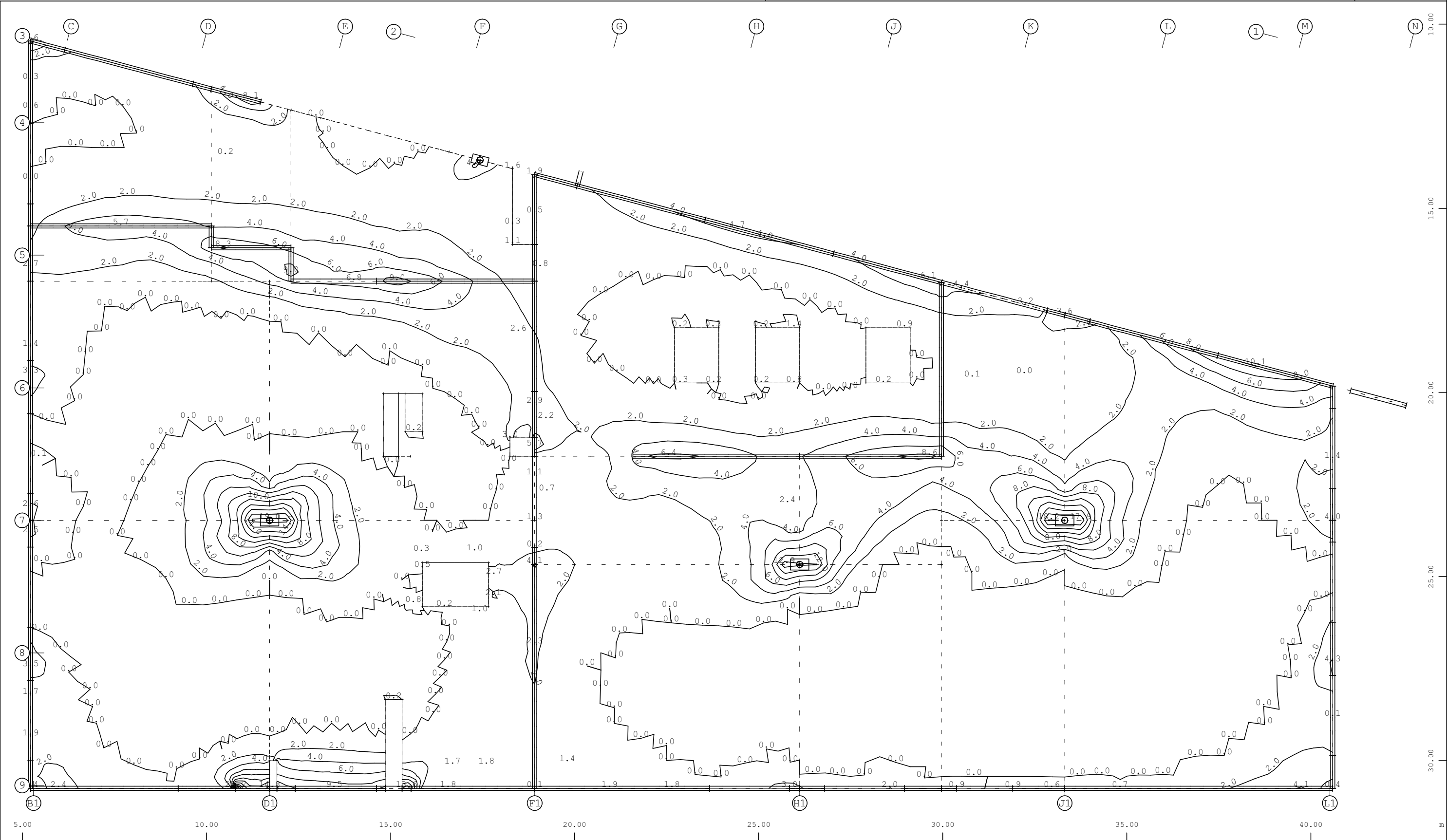
, von 0.00 bis 12.9 Stufen 1.0 cm2/m

M 1 : 100

BAUTEIL : Pos. 3.0.3: Bestandsdecke über EG
BLOCK : Achsen B1-L1/3-9 (Ausschnitt)
VORGANG : Biegebewehrung | untere Bewehrungslage

ARCHIV NR

Seite 3-370



X

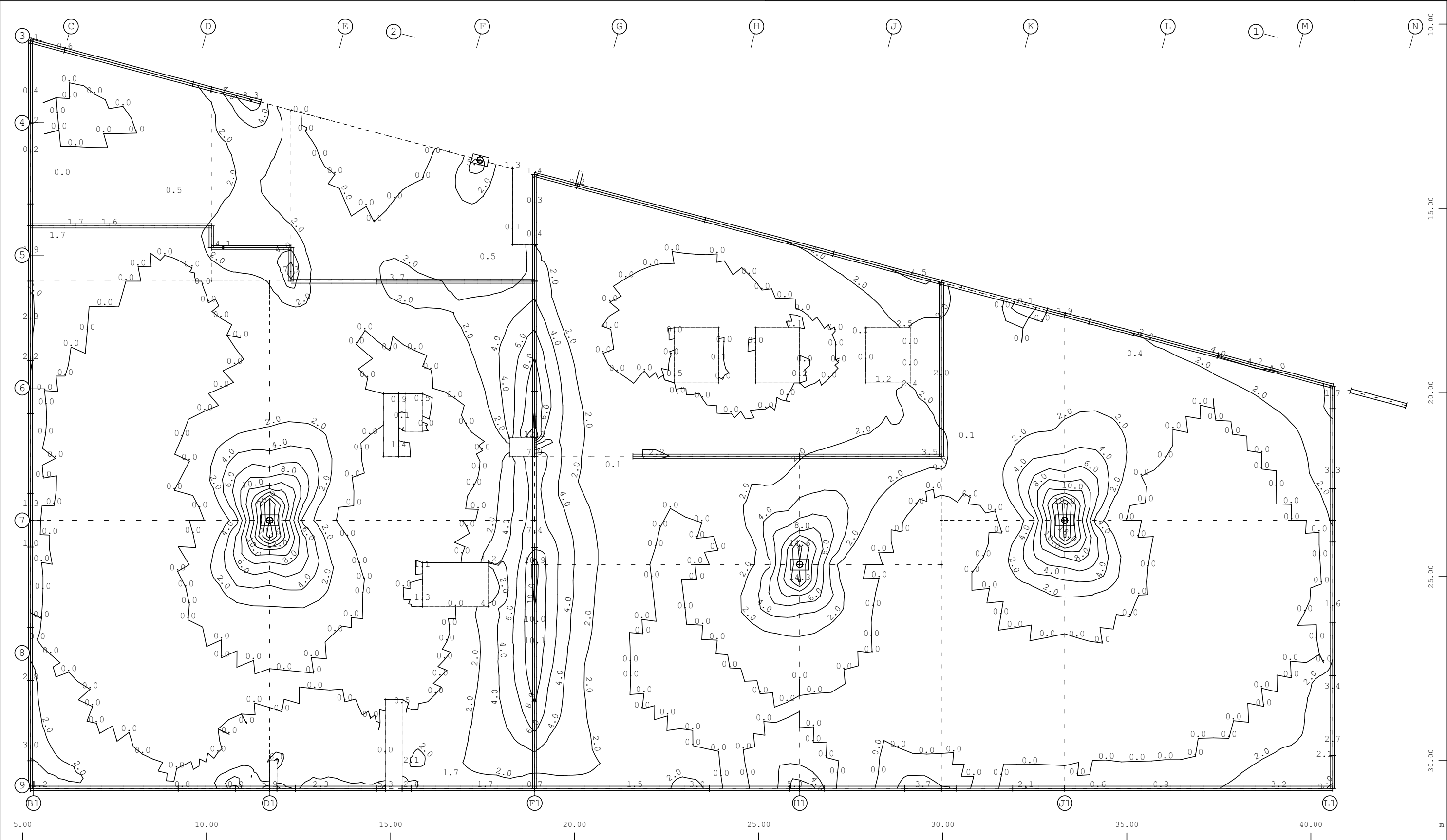
Y

Achsen B1-L1/3-9
Info Bewehrung nur aus Biegebemessung, Hauptbewehrung (1.Lage) oben im Knoten

1/

Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 0.00 bis 25.2 Stufen 2.0 cm2/m

M 1 : 100



X

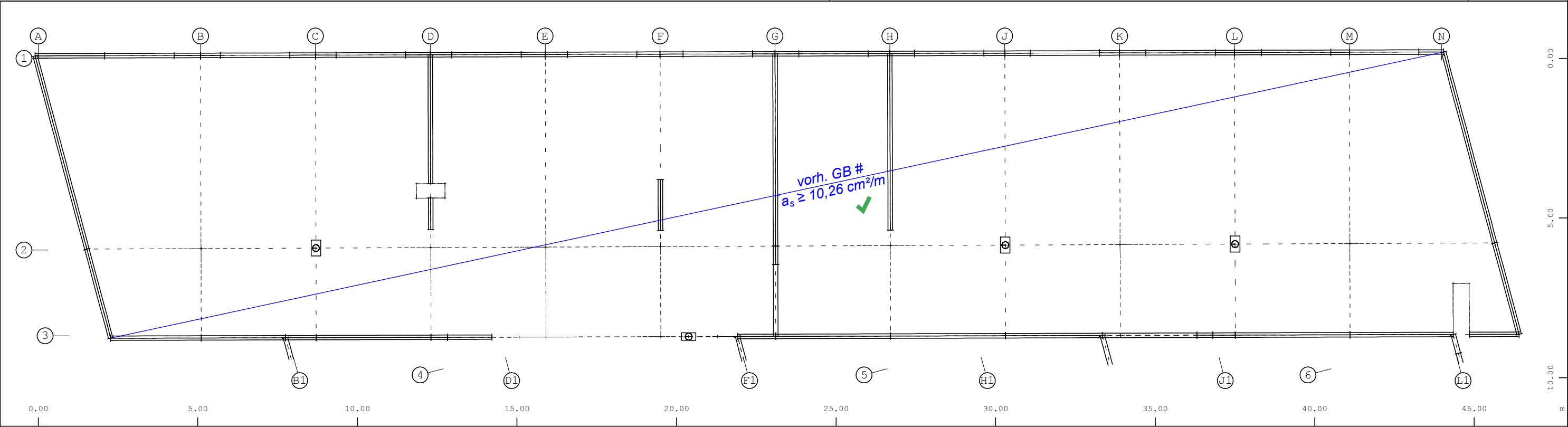
Y

Achsen B1-L1/3-9
Info Bewehrung nur aus Biegebemessung, Querbewehrung (2.Lage) oben im Knoten

↗

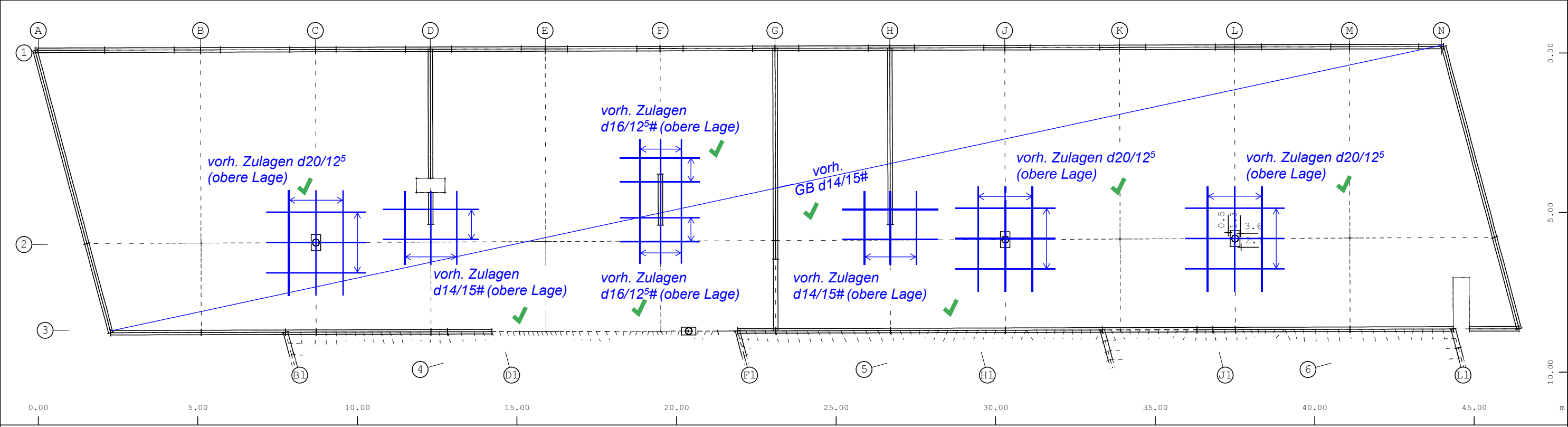
Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 0.00 bis 21.6 Stufen 2.0 cm2/m

M 1 : 100



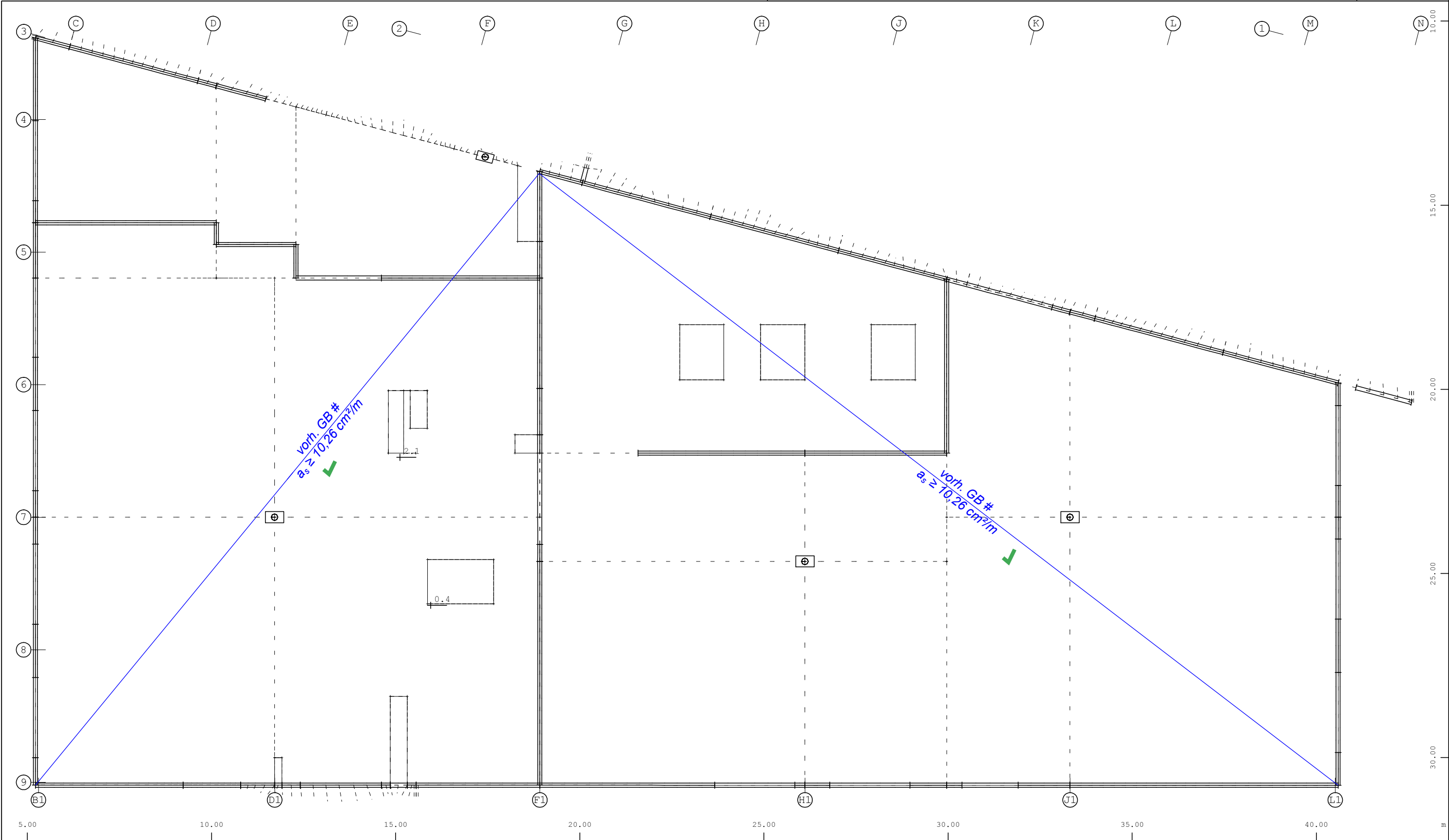
Achsen A-N/1-3
Flächenelemente , Bewehrung unten in cm²/m, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , Differenzen zu 10.3/10.3/0.00 (Max=0.00)

→ vorhandene Bewehrung ausreichend



Achsen A-N/1-3
Flächenelemente , Bewehrung oben in cm²/m, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , Differenzen zu 10.3/10.3/0.00 (Max=3.6)

→ vorhandene Bewehrung ausreichend



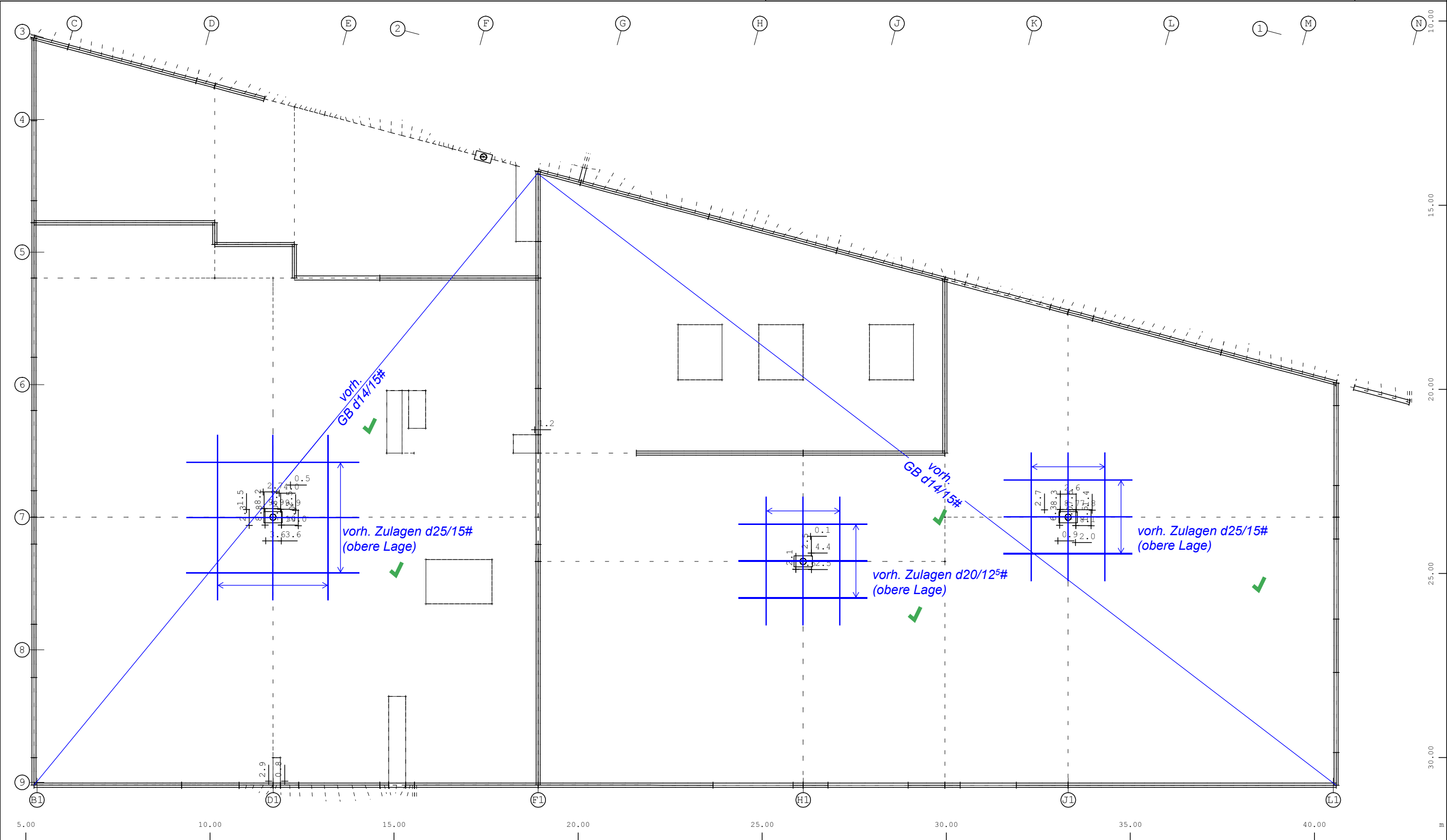
X

Y

Achsen B1-L1/3-9
Flächenelemente , Bewehrung unten in cm2/m, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , Differenzen zu 10.3/10.3/0.00 (Max=2.1)

→ vorhandene Bewehrung ausreichend

✓



Achsen B1-L1/3-9
Flächenelemente , Bewehrung oben in cm²/m, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , Differenzen zu 10.3/10.3/0.00 (Max=10.0)

→ vorhandene Bewehrung ausreichend

M 1 : 100

geprüft Gebhart

Pos. 3.-1.1 Stahlbetondecke h=28 cm über KG (Bestand) – Achse B1-D1/9-10

Die Bestandsdecke im Untergeschoss (Achsen B1-D1/9-10) wurde als zweiachsig spannende Stahlbetondecke mit einer Querschnittsdicke von h=28 cm in Halbfertigteilbauweise ausgeführt und liegt in leichtem Gefälle. Derzeit grenzt die Decke oberseitig an den Außenbereich (Eingang), zukünftig wird sie in die thermische Gebäudehülle integriert. Der vorhandene, gem. Nachtrag (Revision g) Pos. N_-1UZ02 der Bestandsstatik vom 14.12.2017 offensichtlich „schwere“ Deckenaufbau (8,5 kN/m²) soll durch einen neuen, leichteren ersetzt werden, indem für den Höhenausgleich ein Material geringerer Wichte, z.B. druckfester Dämmstoff (Schaumglas, XPS), gewählt wird.

Bestandsdecke

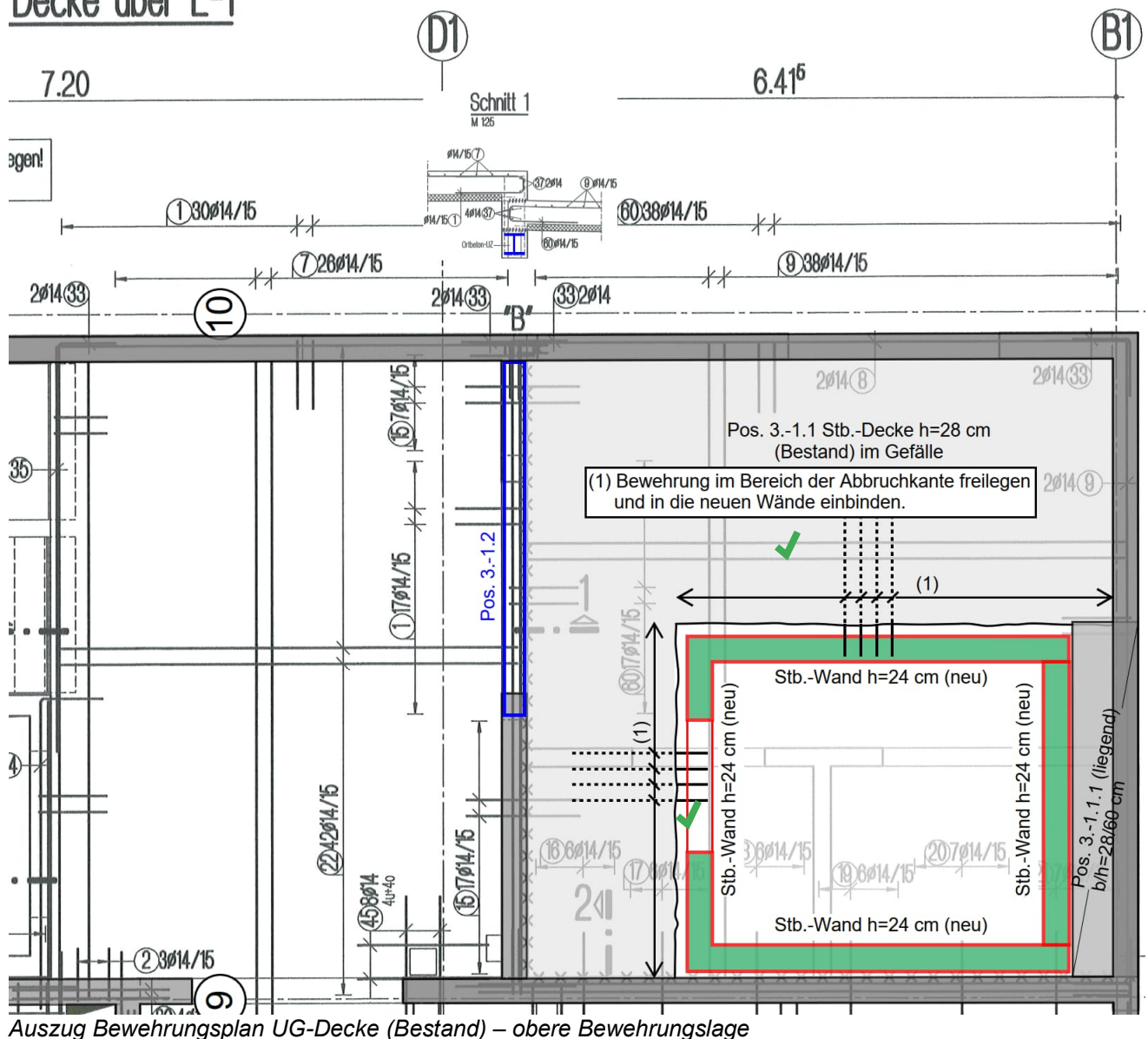
→ Gemäß der vorliegenden Bestandsunterlagen

- Beton C35/45
- Bewehrung

obere Lagen	Ø14/15 #	(10,26 cm ² /m)
Untere Lagen	Ø8/11,2 ↓	(4,47 cm ² /m)
	Ø10/15 ↔	(5,24 cm ² /m auf Halbfertigteilplatte verlegt)
- Ausbaulast * $\Delta g = 2,31 \text{ kN/m}^2$
- Nutzflächenlast $q = 5,25 \text{ kN/m}^2$ (gem. Bestandsstatik Pos. 16)

* Gemäß Nachtrag (Revision g) Pos. N_-1UZ02 der Bestandsstatik abweichend $\Delta g = 8,5 \text{ kN/m}^2$!

Decke über E-1

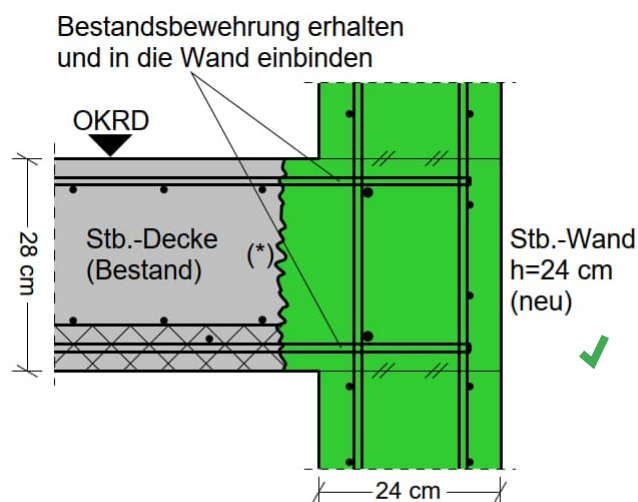


Auszug Bewehrungsplan UG-Decke (Bestand) – obere Bewehrungslage

Für die Herstellung des neuen Aufzugsschachtes (Aufzug 2) ist die Bestandsdecke über dem Kellergeschoss im Bereich der Achsen B1-D1/9-10 örtlich zurückzubauen. Die Ränder der herzustellenden Deckenöffnung (Abbruchkanten) werden an die neuen Wände des Aufzugsschachtes angeschlossen bzw. dort aufgelagert. Die unteren und oberen Lagen der vorhandenen Deckenbewehrung entlang der Abbruchkanten sind hierfür freizulegen und werden in die neu herzustellenden Aufzugsschachtwände eingebunden. Aufgrund der verringerten Spannweiten sowie der geringeren (Ausbau-) Lasten wird das statische System und die Beanspruchung der Decke günstiger, so dass auf einen erneuten Nachweis der Deckentragfähigkeit verzichtet werden kann. ✓

Um im Bereich der neuen Deckenöffnung die horizontal auf die Kelleraußenwand in Achse B1 einwirkenden Erd-druckkräfte aufnehmen und abtragen zu können, insbesondere im Bauzustand, wird dort ein Deckenstreifen als „liegender“ Stahlbetonbalken ausgebildet (Pos. 3.-1.1.1), der die Horizontalkräfte in Deckenebene am Wandkopf aufnimmt und in die angrenzende Deckenscheibe sowie in die Stahlbetonwand (Achse 9) abträgt und weiterleitet. ✓

Anschluss Bestandsdecke / neue Stahlbetonwand (Leitdetail)

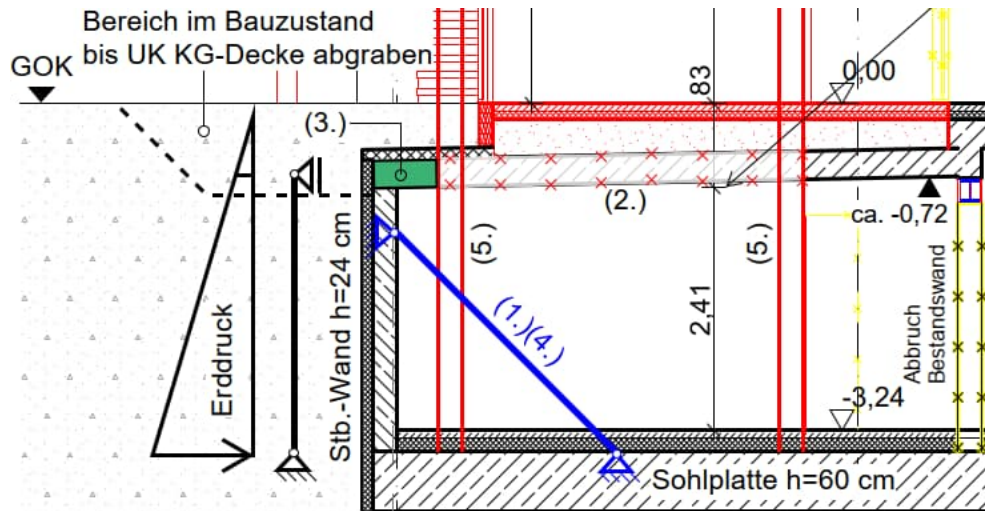


(*) Abbruchkante entlang der Deckenöffnung
Arbeitsfuge mindesten "rau" gemäß DIN EN 1992-1-1/NA,
Abs. 6.2.5, ausbilden: Gesteinskörnung mind. 3 mm
tief freilegen und vor dem Betonieren vornässen ✓

Bauabfolge

Hinsichtlich der Bauabfolge ist vor Beginn der Rückbauarbeiten bzw. vor Herstellung der Deckenöffnung der erddruckbeanspruchte Außenwandbereich im Bauzustand temporär nach innen zur Sohlplatte abzusteifen. Im Anschluss werden zunächst die Deckenöffnung und der Deckenbalken hergestellt. Nachdem der Balken fertiggestellt ist und eine ausreichende Tragfähigkeit erreicht hat, ohne genaueren Nachweis gilt die 28-Tage-Festigkeit des Betons, können die temporären Wandabsteifungen wieder entfernt werden, so dass anschließend mit der Ausführung der Schachtwände begonnen werden kann. ✓

1. Temporäre Horizontalabsteifung der Kelleraußenwand gegen die Sohlplatte
2. Herstellung der Deckenöffnung
3. Herstellung des Deckenbalkens Pos. 3.-1.1.1
4. Entfernen der Horizontalabsteifung (Voraussetzung: Deckenbalken ausreichen tragfähig)
5. Herstellung der neuen Aufzugsschachtwände ✓

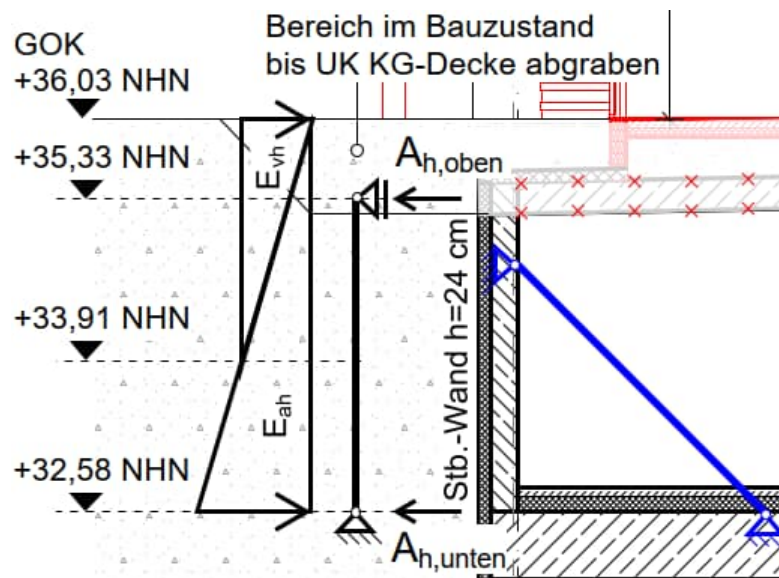


Temporäre Absteifungen im Bauzustand

Für die Wahl des Aussteifungssystems können auf der sicheren Seite liegend die gemäß Pos. 3.-1.1.1 für den deckengleichen Balken ermittelten Horizontalkräfte infolge des Erddrucks am Wandkopf angesetzt werden. Die tatsächlich einwirkenden und temporär abzufangenden Horizontalkräfte sind demgegenüber hier etwas geringer, da für den Bauzustand im Bereich oberhalb der Kellerdecke der anstehende Boden teilweise entfernt wird.

- Horizontalkräfte infolge Erddruck am Wandkopf: → siehe Lastermittlung Pos. 3.-1.1.1

Ständige / Veränderliche Einwirkungen: $A_{h,G,oben} / A_{h,Q,oben} = 30 / 6 \text{ [kN/m]}$ ✓

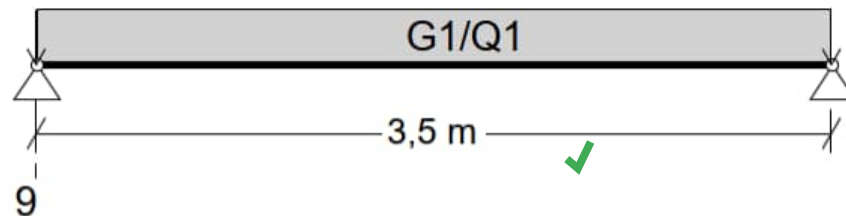


Die Wahl und die erforderlichen statischen Nachweise eines geeigneten Aussteifungssystems (Schrägsteifen) hängen u.a. von der Höhe des tatsächlichen Lastangriffspunktes, der Neigung sowie der Abstände untereinander ab und erfolgen durch die ausführende Firma (AN).

Pos. 3.-1.1.1 Deckengleicher Balken b/h=28/60 cm im KG – Achse B1/9-10

1. Statisches System

→ Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten



Baustoffe

- Betonfestigkeit: C 25/30
- Expositionsklassen: XC3, WO (oben) (oberseitige Abdichtung)
XC1, WO (unten) (unterseitig / Innenbauteil)
- Zulässige Rissbreiten: $w_k = 0,30 \text{ mm}$ (oberseitige Abdichtung)
 $w_k = 0,40 \text{ mm}$ (Innenbauteil / unterseitig)
- Betondeckung: $c_{nom} = 35 \text{ mm}$
- Bewehrung: B500 A oder B

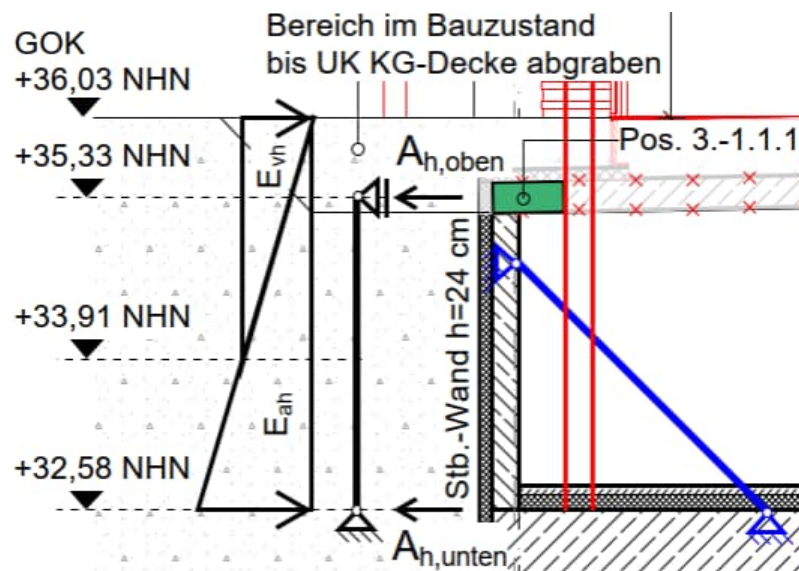
2. Belastung

→ Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen

Einwirkende Vertikallasten

		G	Q
Eigengewicht:	$G = 0,28 \cdot 0,65 \cdot 25 =$	4,55	[kN/m]
Bodenaufbau ($\gamma \leq 20 \text{ kN/m}^3$):	$\Delta G \sim 0,60 \cdot 20 \cdot 0,65 =$	7,80	[kN/m]
Verkehrslast (Feuerwehr LKW 16 t)	$Q = 8,9 \cdot 0,65 =$	5,80	[kN/m]

Einwirkende Horizontallasten aus der Kelleraußenwand



Wandneigungswinkel: $\alpha = 0,0 [^\circ]$
Geländeneigungswinkel: $\beta = 0,0 [^\circ]$

Schicht	cal γ	cal γ'	cal ϕ'	cal c'	δ_a / ϕ'	δ_a	K_{0gh}	K_{agh}	ϑ_{ag}	μ_a	cal. K_{agh}
Nr.	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[$^\circ$]	[kN/m ²]	[-]	[$^\circ$]	[-]	[-]	[$^\circ$]	[-]	[-]
1	21	11	25,0	0	0,500	12,5	0,577	0,359	54,0	50%	0,468

Bemessungswasserstand: 17,00 [m NN]
Geländeoberkante (GOK): 36,03 [m NN]

Schicht	Kote	Tiefe	Δh	γ / γ'	σ_z	cal. K_{ah}	e_{agh}	q	e_{aqh}	Σe_{ah}	w
e_{ah}	Nr.	[m NN]	[m]	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
1	1	36,03	0,00	0,00	21,0	0,0	0,47	0,0	8,9	4,2	4,2
2	1	35,33	0,70	0,70	21,0	14,7	0,47	6,9	8,9	4,2	11,0
3	1	33,91	2,12	1,42	21,0	44,5	0,47	20,8	8,9	4,2	25,0
4	1	32,58	3,45	1,33	21,0	72,5	0,47	33,9	8,9	4,2	38,1

• Boden

Bodenwichte $\gamma / \gamma' \leq 21 / 11$ [kN/m³]

Scherfestigkeit $\phi'_k / c'_k \geq 25^\circ / 0$ [kN/m²]

• Erddruckbeiwerte mit $\alpha = \beta = 0^\circ$, $\delta = 1/3 \phi$ (Dämmschicht außen)

→ $K_{agh} = 0,36$, $K_{0gh} = 1 - \sin 25^\circ = 0,58$

→ cal. $K_{agh} = (0,58 + 0,36) / 2 = 0,47$

(erhöhter aktiver Erddruck: Ansatz 50% = μ_a)

• Verdichtungserddruck $e_{vgh} = 25$ kN/m²

• Erddruckordinaten → Siehe tabellarische Ermittlung

• Horizontale Erddruckkräfte am Wandkopf in Deckenebene

→ Lastermittlung siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Ständige / Veränderliche Einwirkungen $G_1 / Q_1 = A_{h,G,oben} / A_{h,Q,oben} = 30 / 6$ [kN/m]

Tabelle 1 Charakteristische Werte der Bodenkenngrößen

Bodenart	Wichte		Scherfestigkeit		Steifemodul
	feucht γ_k kN/m ³	unter Auftrieb γ'_k kN/m ³	Rei- bungs- winkel ϕ'_k $^\circ$	Kohäsion c'_k kN/m ²	
Auffüllung, sandig	18	10	25,0	0	5
Geschiebelehm weich bis steif	21	11	25,0	5	25
Geschiebelehm, steif	21	11	30,0	10	50
Sande mitteldicht	19	11	32,5	0	60

(Auszug Geotechnisches Gutachten)

3. Schnittgrößen und Bemessung

Die Bemessung erfolgt für die horizontale Lasteinwirkung infolge Erddruck aus der Kelleraußenwand. Die einwirkenden Vertikallasten werden im Endzustand über die kurze Spannweite (L=65 cm) unmittelbar in die Kelleraußenwand sowie in die neue Aufzugsschachtwand abgetragen (→ aufgrund der kurzen Spannweite ohne genaueren Nachweis).

→ Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Bewehrung

erf. $A_s = 3,2$ cm²

erf. $a_{sw} = 2,3$ cm²/m

• Gewählt:

3 Ø16 „innere“ Lage (6,03 cm²)

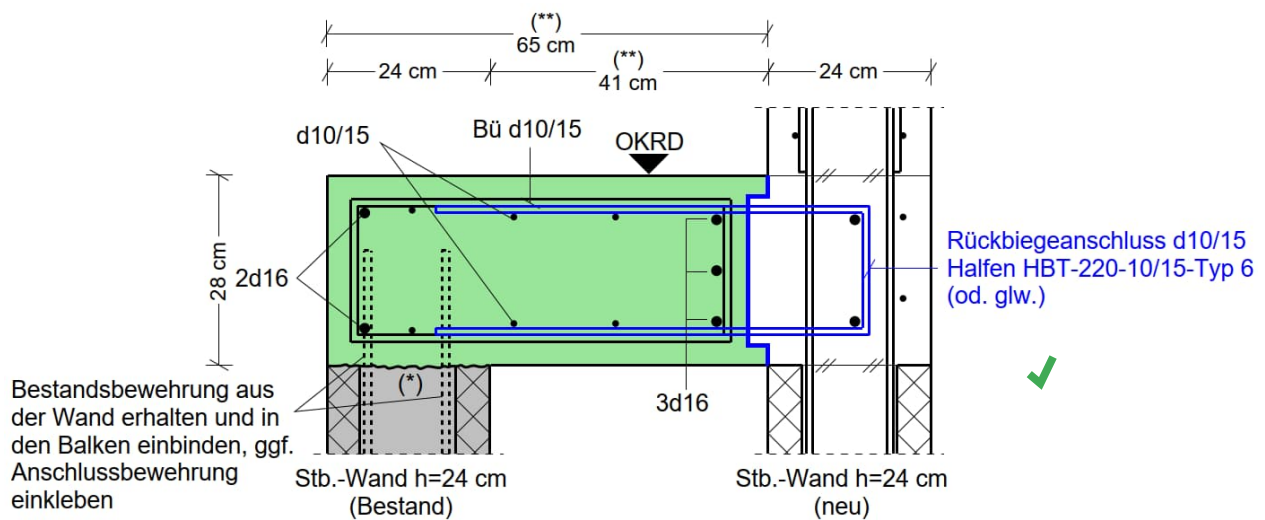
2 Ø16 „äußere“ Lage

Bü Ø10 /15 (10,48 cm²/m)

Auflager / Anschluss Bestandswand und Decke

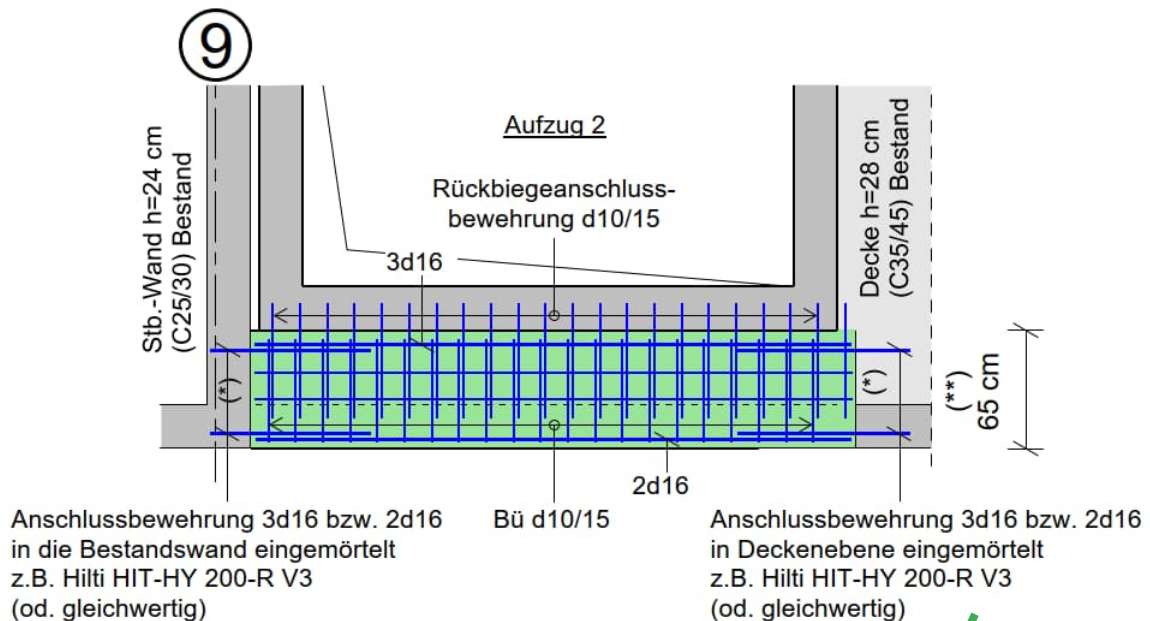
- Horizontale Auflagerkraft / Anschlusskraft: $F_{d,h} = 87 \text{ kN}$ ✓
- Gewählt: Nachträglicher Anschluss der Biegezugbewehrung $3\varnothing 16$ bzw. $2\varnothing 16$ in die Stahlbetonwand (Achse 9) bzw. in die Bestandsdecke über KG (Pos. 3.-1.1) ✓
z.B. Hilti HIT-HY 200-R V3 (od. gleichwertig) ✓
→ Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

Bewehrungsskizzen und Anschluss zur Aufzugswand (Leitdetails)



(*) Wand bis UKRD abbrechen: Abbruchkante (= Arbeitsfuge) "verzahnt" gemäß DIN EN 1992-1-1/NA, Abs. 6.2.5, ausbilden: Gesteinskörnung mind. 6 mm tief freilegen und vor dem Betonieren vornässen

(**) Maße nur für statische Berechnung. Ausführung nur nach Aufmaß!

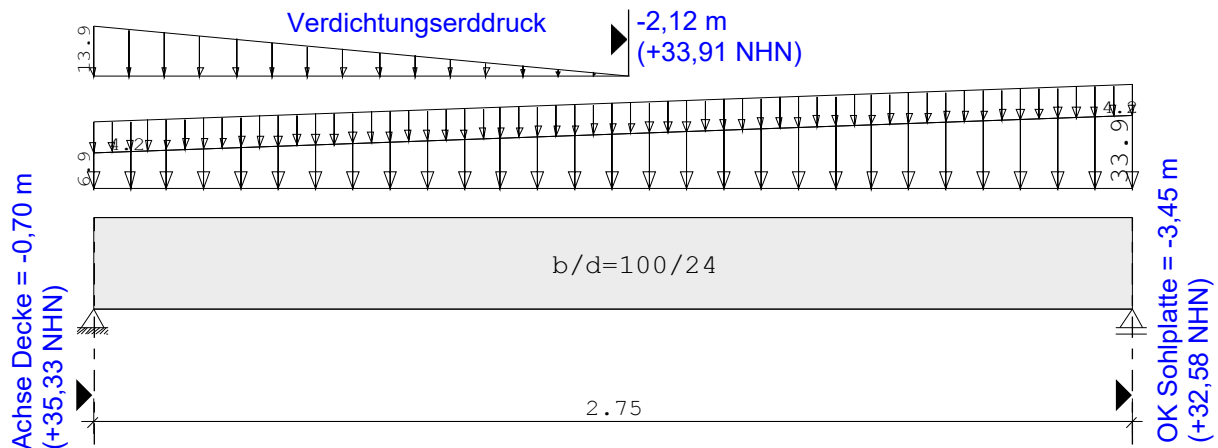


(*) Anschlussfuge (= Arbeitsfuge) "verzahnt" gemäß DIN EN 1992-1-1/NA, Abs. 6.2.5: Gesteinskörnung mind. 6 mm tief freilegen und vor dem Betonieren vornässen

Pos. 3.-1.1.1.1 Deckenbalken - Achsen B1/9-10 / Lastermittlung Außenwand

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 20



Lastermittlung aus Erddruckbeanspruchung auf die Außenwand

System	Länge	Querschnittswerte			
Feld	L (m)		b (cm)	d (cm)	I(cm4)
1	2.75	konstant	100.0	24.0	115200.0

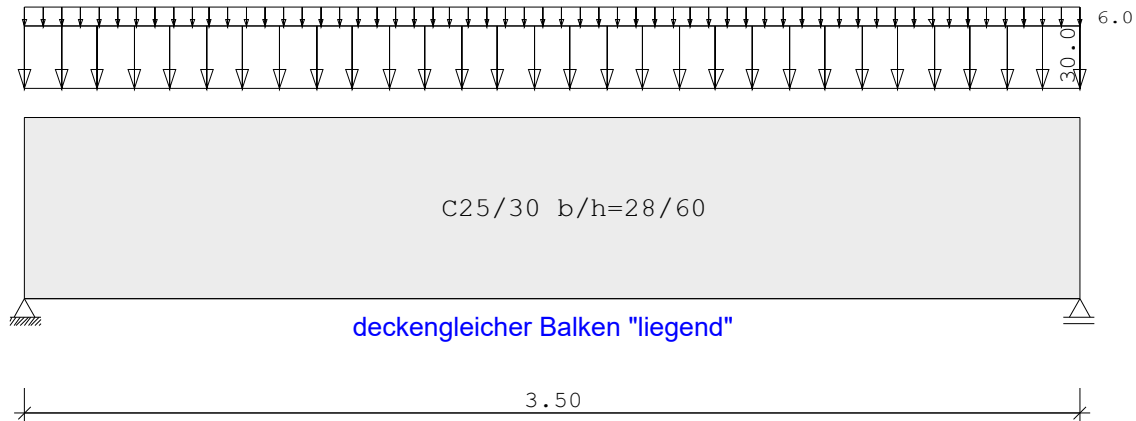
Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L			2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L					
Feld	Typ	EG	Gr	g_l/r	p_l/r	Faktor	Abstand	Länge	ausPOS	Phi
1	4			6.90 33.90 13.90 0.00	4.20 4.20 0.00 0.00	1.00	0.00	2.75	e(ah)	
	4					1.00	0.00	1.42	e(ah)	

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max p	min p	Vollast	max	min
1	30.03	5.78	0.00	35.81	35.81	30.03
2	35.94	5.78	0.00	41.71	41.71	35.94
Summe:	65.97	11.55	0.00	77.52	77.52	65.97

Pos. 3.-1.1.1 Deckenbalken - Achsen B1/9-10

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 25



Stahlbetonträger C25/30 E = 31000 N/mm ² DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12							
System	Länge	Querschnittswerte					
Feld	L (m)	bo	ho	b0	h0	bu	hu
1	3.50	konstant		28.0	60.0		

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 N	30.00	6.00	1.00			G/Q	

Einwirkungen:						
Nr	KI	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
N	8	sonstige veränderliche Lasten	0.80	0.70	0.50	1.50

Schadensfolgekategorie CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{Fi} = 1.0 Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	52.50	10.50	0.00	63.00	63.00	52.50
2	52.50	10.50	0.00	63.00	63.00	52.50
Summe:	105.00	21.00	0.00	126.00	126.00	105.00

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert γ_G * K_{Fi} = 1.35 über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm , kN)						
Feld	Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	
1 x0 = 1.75	75.80	0.00	0.00	86.62	-86.62	

Stützmomente Maximum (kNm , kN)						
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	86.62	86.62	52.50
2	0.00	0.00	-86.62	0.00	86.62	52.50

Bemessung DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.153

C25/30 B500A normalduktil

Betondeckung: $c_v = 3.5 \text{ cm} \geq \text{erf } c_v$
Bewehrungslage: $d_o = 5.5 \text{ cm}$ $d_B = 10$ $d_S = 16$
 $d_u = 5.5 \text{ cm}$ $d_B = 10$ $d_S = 16$

Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.

Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.

Kriechbeiwert: $\varphi = 2.90$ $\epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$ $h_0 = 22.50 \text{ cm}$

Alle Auflager gleich : Schneidenlager

Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$

Q.Nr.	min M_u (kNm)	erf As (cm ²)	min M_o (kNm)	erf As (cm ²)	
1	43.09	1.76	-43.09	1.76	28.0/60.0

Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	M_{yd} (kNm)	min M_{yd} (kNm)	d (cm)	k_x	Asu (cm ²)	Aso (cm ²)
1	1.75	75.8		54.5	0.09	3.2	0.0

Am ersten Auflager sind mindestens 3.0 cm² zu verankern.

Am letzten Auflager sind mindestens 3.0 cm² zu verankern.

Querkraft VK-Lager ist mit $F = V_{Ed} \cdot \cot(\Theta) / 2$ berücksichtigt.

Querkraftbewehrung B500A DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 6.2

Stütze Nr.	Abst (m)	k_z	V_{Ed} (kN)	Θ (°)	$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)	a_{max} (cm)	asw (cm ² /m)
1 re	0.55	0.86	59.6	18.4	54.3	419.5	30.0	2.3~
1 *	1.09	0.86	32.7	18.4	54.3	419.5	30.0	2.3~
2 li	0.55	0.86	-59.6	18.4	54.3	419.5	30.0	2.3~
2 *	1.09	0.86	-32.7	18.4	54.3	419.5	30.0	2.3~

~ am Zeilenende: Mindestbügelbewehrung

Der max. Bügelabstand wird mit $\Theta \geq 40^\circ$ ermittelt (Heft 525 DAfStb).

<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	1
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.-1.1.1 Deckenbalken - Achsen B1/9-10 / Wandanschluss	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			

Kommentare des Planers:

1. Eingabedaten

Allgemein

Bemessungsmethode	EN 1992-1-1:2004 + AC:2010
Effekt von ΔF_{td} berücksichtigen	ja
Überprüfung der Schubfuge	6.2.3
Bewehrung in der Druckzone für Bemessung berücksichtigen	nein
Neigungswinkel für die Querkraftbewehrung	42,5 °
Neigung der Querkraftbewehrung	90,0 °
Anwendungstyp	Balken - Wand ✓
Konstant in X-Richtung	ja
Lastart	Statisch
Bemessung auf Stahlfließen	nein
Nutzungsdauer	50 Jahre



Produkt

Mörtel	HIT-HY 200-R V3 ✓
Artikelnummer	2262131 HIT-HY 200-R V3 (Mörtel)
Europäisch technische Bewertung	ETA-19/0600
Herausgegeben	09. 04. 2024
Installation	Hammerbohren, Montagebedingungen: Trockenes Bohrloch
Bohrrichtung	Bohrhilfe wird benutzt (dadurch verbessert sich der Bohrwinkel)

Material und Geometrie

Bestandsbeton	C25/30, $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
Neuer Beton	C25/30, $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ ✓
Fugen-Rauheit	Rau
Kontaktfläche zwischen neuem und altem Beton	Rechteckiger Querschnitt, Breite = 280 mm, Höhe = 600 mm
Länge des Bestandsbetons	240 mm
Temperatur	Während der Installation: von 5°C bis 20°C; Während der Nutzung: 20 °C / 20 °C (kurz-/langfristig)
Bewehrung im Beton	Weite Bewehrung

<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	2
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.-1.1.1 Deckenbalken - Achsen B1/9-10 / Wandanschluss	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			

Nachträglich installierte Bewehrung

	Durchmesser	Y-Koordinate	Verbund	f_{yk}	Bohrlochtiefe (l_v)
Lage oben 1	16mm	232 mm	Gut	500,00 N/mm ²	194 mm
Lage unten 1	16mm	-232 mm	Gut	500,00 N/mm ²	194 mm

gewählt: $l_v \geq 200 \text{ mm}$



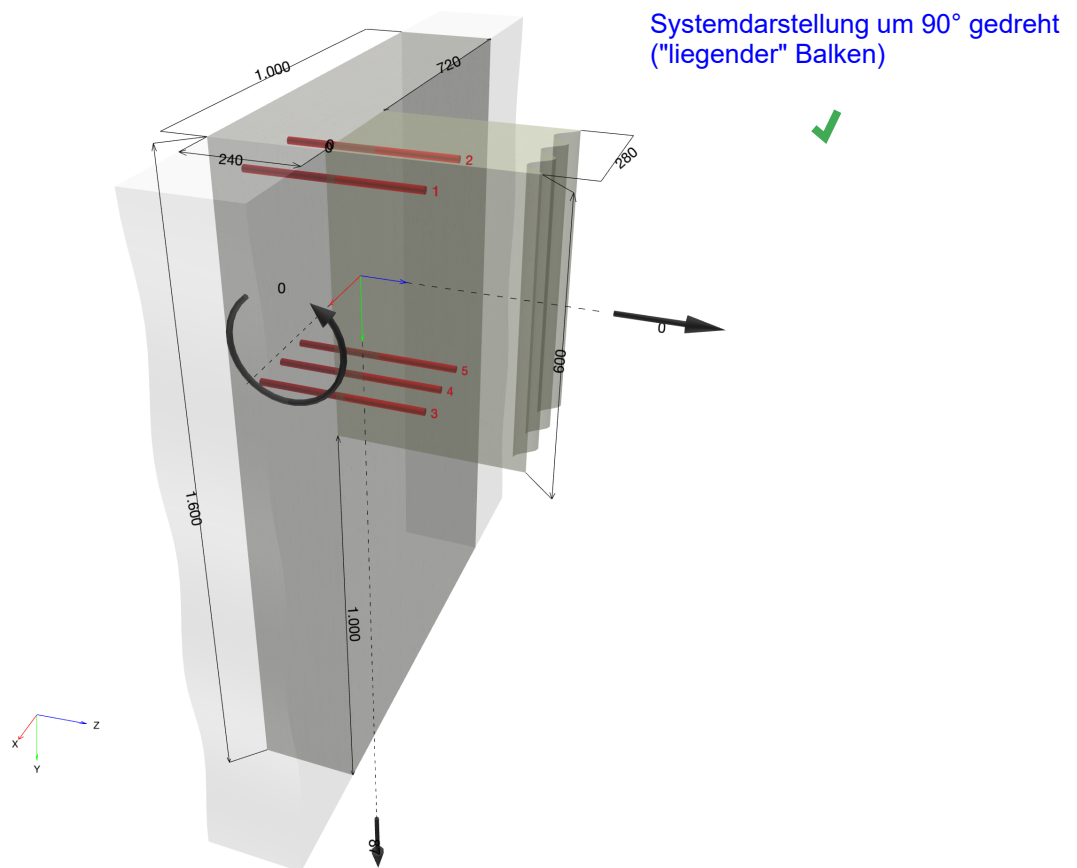
<https://www.hilti.de/>

Unternehmen: Wetzels & von Seht
Adresse: Friesenweg 5E - 22763 Hamburg
Telefon | Fax: |
Bemessung: Pos. 3.-1.1.1 Deckenbalken - Achsen B1/9-10 / Wandanschluss
Anwendung:

Seite: 3
Planer:
E-Mail:
Datum: 05. 02. 2025

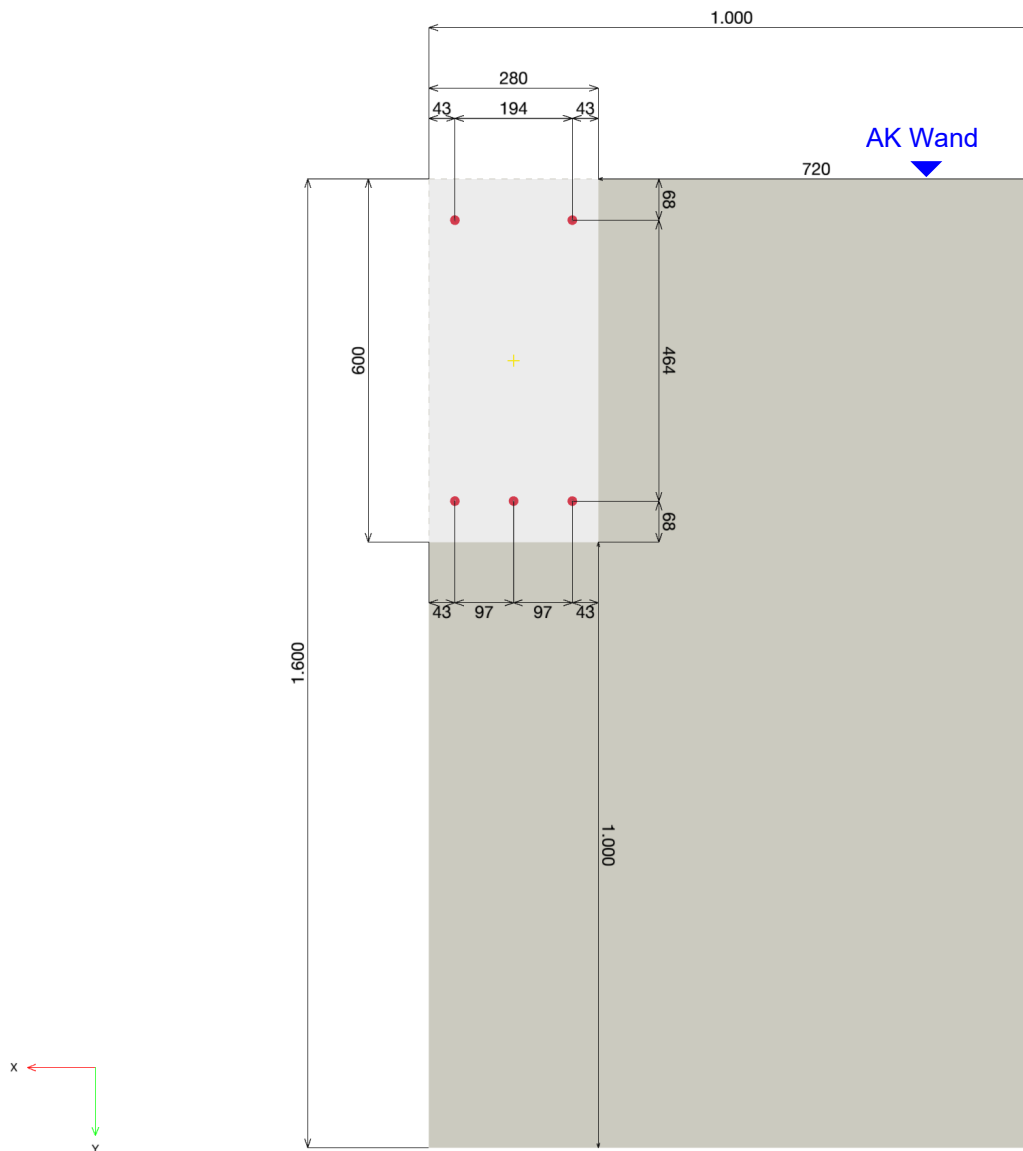
1.1. Geometrie und Lasten

Geometrische Abmessungen in [mm]. Lastwerte in [kN, kNm]



Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	4
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.-1.1.1 Deckenbalken - Achsen B1/9-10 / Wandanschluss	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			

1.2. Frontale Ansicht des Betonquerschnitts



Systemdarstellung um 90° gedreht
("liegender" Balken)

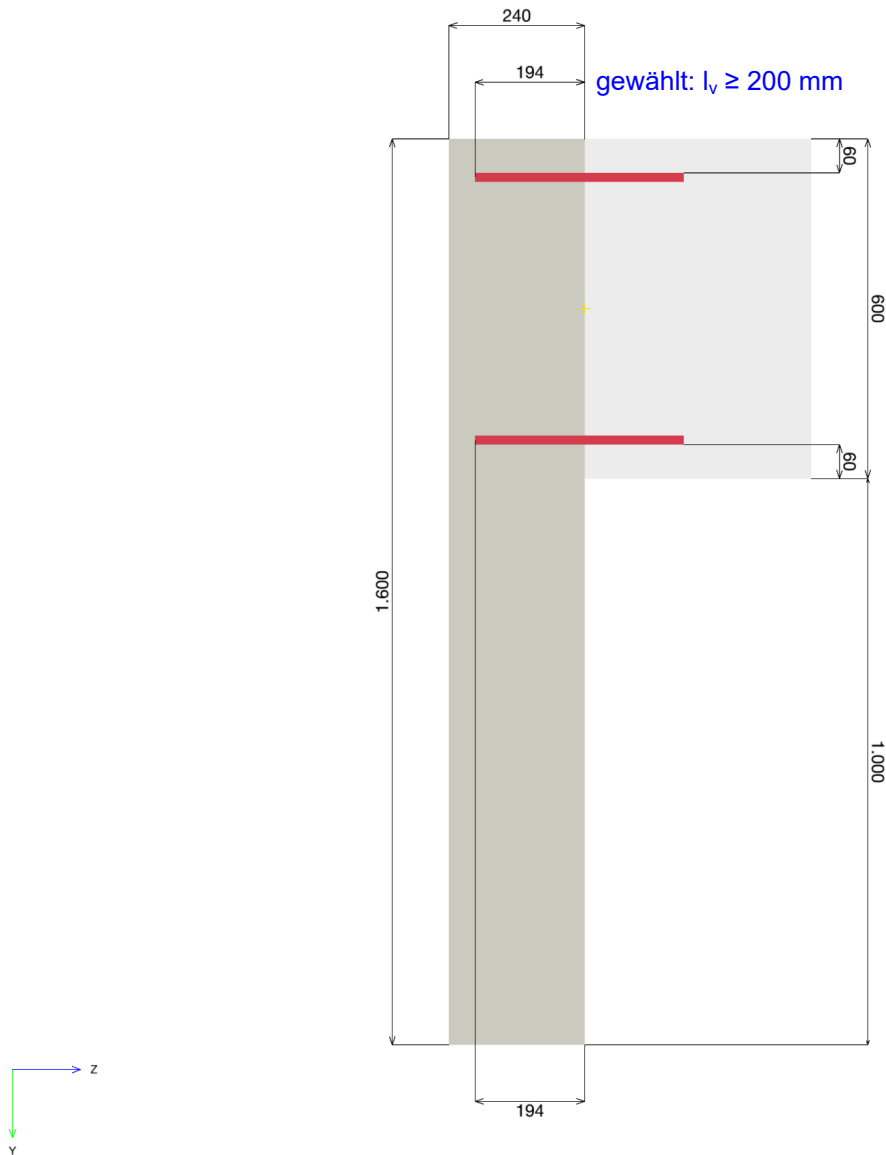


<https://www.hilti.de/>

Unternehmen: Wetzels & von Seht
Adresse: Friesenweg 5E - 22763 Hamburg
Telefon | Fax: |
Bemessung: Pos. 3.-1.1.1 Deckenbalken - Achsen B1/9-10 / Wandanschluss
Anwendung:

Seite: 5
Planer:
E-Mail:
Datum: 05. 02. 2025

1.3. Seitliche Ansicht des Betonquerschnitts



<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	6
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.-1.1.1 Deckenbalken - Achsen B1/9-10 / Wandanschluss	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			

2. Lasten

2.1. Lastkombination und Geometrie

Lastfall	Lastart	V_y [kN]	N [kN]	M_x [kNm]	Bemessungsmethode	Bohrlochtiefe l_v [mm]	Max. Ausnutzung [%]
Auflagerkraft (Bemessungswert)	Statisch	87,000	0,000	0,000	EN1992-1-1	193,724	19

Horizontale Auflagerkraft aus Balkenberechnung: $F_{Ed} = V_{Ed} \sim 87 \text{ kN}$



Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	7
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.-1.1.1 Deckenbalken - Achsen B1/9-10 / Wandanschluss	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			

3. Übersicht der Ergebnisse (äußere Kräfte)

3.1. Referenzen

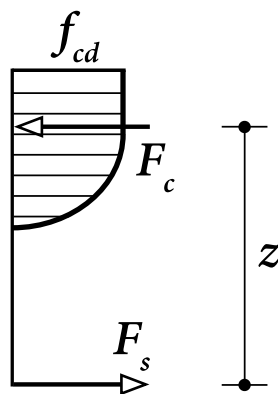
- [1] EN 1992-1-1:2011 (01/2011): Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- [2] Nationaler deutscher Anhang für EN 1992-1-1:2011: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau

3.2. Verifizierung des Querschnitts

Beschreibung	Variable	Wert
Durchmesser der nachträglich installierten Bewehrung	ϕ	16 mm
Streckgrenze der nachträglich installierten Bewehrung	f_{yk}	500,00 N/mm ²
Betondruckfestigkeit, vorhanden	f_{ck}	25,00 N/mm ²
Betondruckfestigkeit, neu	f_{ck}	25,00 N/mm ²
Bauteilhöhe	h	600 mm
Bauteilbreite	b	280 mm

Die Bestimmung der Tragfähigkeit des Stahlbetonbauteils erfolgt unter der Annahme der Bernoulli-Hypothese ("ebene Abschnitte bleiben eben").

Für den (verdichteten) Beton wird das folgende Spannungs-Dehnungs-Verhältnis (Parabel-Rechteck-Diagramm) verwendet.



$$\sigma_c = f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{für } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \quad [1] \text{ Gl. (3.17)}$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{für } \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2} \quad [1] \text{ Gl. (3.18)}$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad [1] (3.15)$$

Das Diagramm der Spannungsdehnung für Betonstahl (auf Zug und Druck) wird als bi-linear mit einem horizontalen oberen Abzweig angenommen.

f_{yd}	$= \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	Bemessene Streckgrenze
ϵ_{yd}	$= \frac{f_{yd}}{E_s}$	Bemessungsdehnung bei Fließen der Bewehrung
ϵ_{ud}		Bemessene Grenzdehnung für Stahlbewehrung

f_{ck} [N/mm ²]	α_{cc} [-]	γ_c [-]	f_{cd} [N/mm ²]	ϵ_{c2} [-]	ϵ_{cu2} [-]
25,00	0,850	1,500	14,17	0,002	0.0035

Daten sind auf Übereinstimmung mit den gegebenen Randbedingungen zu kontrollieren und auf Plausibilität zu prüfen! Hilti übernimmt keine Haftung für Eingabedaten durch den Anwender!

PROFIS Engineering (c) 2003-2025 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti ist eine registrierte Schutzmarke der Hilti AG, Schaan

Seite 3-391

geprüft Gēbhart

<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	8
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.-1.1.1 Deckenbalken - Achsen B1/9-10 / Wandanschluss	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			

f_{yk} [N/mm ²]	γ_s [-]	f_{yd} [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]	ϵ_{yd} [-]	ϵ_{ud} [-]
500,00	1,150	434,78	200.000,00	0,002	0,020

Bewertung der maximalen Bewehrungsfläche (außerhalb der Übergreifungsstöße)

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c \quad [1] \text{ Abschnitt 9.2.1.1 (3)}$$

A_c [mm ²]	$A_{s,max}$ [mm ²]
168.000	6.720

Zusätzliche Zugkraft aufgrund der Querkraft

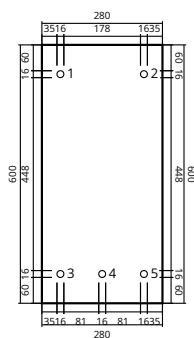
$$\Delta F_{td} = F_{Ed} = |V_{Ed}| \cdot \frac{a_l}{z} \quad [1] \text{ Gl. 9.3 und Abschnitt 9.2.1.3 (2)}$$

$$a_l = \frac{z \cdot (\cot \Theta - \cot \alpha)}{2} \quad [1] \text{ Gl. 9.2}$$

V_{Ed} [kN]	Θ [°]	$\cot \Theta$ [-]	α [°]	$\cot \alpha$ [-]	z [mm]
-87,000	42,5	1,091	90,0	0,000	479

a_l [mm]	$\frac{a_l}{z}$ [-]	ΔF_{td} [kN]
261	0,546	47,472

Anordnung und Durchmesser der Bewehrung an der Kontaktfläche; siehe Abbildung unten



Resultierende Bewehrungskräfte

Kraft (+Zug, -Druck)

Lage BottomLayer1 enthält Bewehrungsstäbe 3-5

Lage TopLayer1 enthält Bewehrungsstäbe 1, 2

Lage	Zugkraft [kN]	Zusätzliche Zugkraft aufgrund der Querkraft (ΔF_{td}) [kN]	Gesamt-Kraft [kN]	
TopLayer1	-	-	-	
BottomLayer1	-	47,472	47,472	✓

Daten sind auf Übereinstimmung mit den gegebenen Randbedingungen zu kontrollieren und auf Plausibilität zu prüfen! Hilti übernimmt keine Haftung für Eingabedaten durch den Anwender!

PROFIS Engineering (c) 2003-2025 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti ist eine registrierte Schutzmarke der Hilti AG, Schaan

Seite 3-392

geprüft G@bhart

<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	9
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.-1.1.1 Deckenbalken - Achsen B1/9-10 / Wandanschluss	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			

Maximale Betonstauchung:	0,000 ‰
Maximale Betondruckspannung:	0,00 N/mm ²
resultierende Zugkraft in (x/y) = (0,000/0,000):	0,000 kN
resultierende Druckkraft in (x/y) = (0,000/0,000):	0,000 kN
innerer Hebelarm z =	- mm



Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	10
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.-1.1.1 Deckenbalken - Achsen B1/9-10 / Wandanschluss	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			

4. Bemessung der Bewehrung unter Zugkraft ([1] Abschnitt 8.4 , 8.7 , [2] NA zum Abschnitt 8.4, 8.7)

4.1. Stahlprüfung und Bestimmung der Verankerungslänge

Eingabe

Beschreibung	Variable	Wert
Charakteristische Betondruckfestigkeit, vorhanden	f_{ck}	25,00 N/mm ²
Charakteristische Zugfestigkeit von Beton (5% Bruch), vorhanden	$f_{ctk;0.05}$	1,80 N/mm ²
Teilsicherheitsbeiwert für Werkstoff	γ_c	1,500
Koeffizient für langfristige Wirkungen auf die Zugfestigkeit	α_{ct}	1,000
Bemessungszugfestigkeit, vorhanden	f_{ctd}	1,20 N/mm ²
Bewehrungsdurchmesser, Nachträglich installiert	ϕ	16,000 mm
Streckgrenze der Bewehrung	f_{yk}	500,000 N/mm ²
Teilsicherheitsbeiwert für Werkstoff	γ_s	1,150
Einfluss der Bewehrungsform ([1] Tabelle 8.2)	α_1	1,000
Einfluss der Betondeckung ([1] Tabelle 8.2, [2] NA zum Abschnitt 8.4.4 (2))	α_2	1,000
Einfluss des Querdrucks ([1] Tabelle 8.2, [2] NA zum Abschnitt 8.4.4 (2))		
Querdruck	p	0,00 N/mm ²
Direktes Auflager		
Querbeanspruchung Spalten	α_5	1,000

Maßgebende Lastsituation

Die vorgestellten Ergebnisse gelten für den maßgeblichen Lastfall:

Die Bemessung erfolgt auf Grundlage der Ergebnisse der Querschnittsanalyse (inkl. zusätzlicher Zugkräfte aufgrund der Querkräfte)

Installations-/Bohrtiefe Ergebnisse

$$l_v \geq l_{bd}$$

Lage BottomLayer1 enthält Bewehrungsstäbe 3-5

Lage TopLayer1 enthält Bewehrungsstäbe 1, 2

Lage	ϕ [mm]	l_{bd} [mm]	l_v [mm]
BottomLayer1	16	194	194
TopLayer1	16	194	194



<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	11
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.-1.1.1 Deckenbalken - Achsen B1/9-10 / Wandanschluss	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			

Stahlprüfung

$$F_{Ed} \leq F_{yd} = \frac{A_s \cdot f_{yk}}{\gamma_s}$$

Lage	F_{Ed} [kN]	ϕ [mm]	γ_s [-]	A_s [mm²]	F_{yd} [kN]	Ausnutzung [%]	Status
Nachträglich installiert BottomLayer1	15,824	16	1,150	201	87,418	19	OK
Nachträglich installiert TopLayer1	0,000	16	1,150	201	87,418	0	OK

Verankerungslänge

$$l_b = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad [1] \text{ Gl. (8.4)}$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad [1] \text{ Gl. (8.3)}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{F_{Ed}}{A_s}$$

für die
Bewertung
von $l_{b,min}$

$$\sigma_{sd} = f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad [1] \text{ Gl. (8.2)}$$

$$\eta_1 = 1.0 \text{ für gute Verbundeigenschaften} \quad [1] \text{ Abschnitt 8.4.2 (2), [2] NA zum Abschnitt 8.4.2}$$

$$\eta_1 = 0.7 \text{ für alle anderen Fällen}$$

$$\eta_2 = 1.0 \text{ für Bewehrungsstäbe mit } \phi \leq 32mm \quad [1] \text{ Abschnitt 8.4.2 (2)}$$

$$\eta_2 = \frac{(132-\phi)}{100} \text{ für Bewehrungsstäbe mit } \phi > 32mm$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0.05}}{\gamma_c} \quad [1] \text{ Gl. (3.16)}$$

$$f_{ctk;0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad [1] \text{ Tabelle (3.1)}$$

$$l_{b,min} = \max(0.3 \cdot l_{b,rqd}, 10 \cdot \phi, 100mm) \quad [1] \text{ Gl. (8.6), [2] NA zum Abschnitt 8.4.4 (1)}$$

Nachträglich installierte Bewehrung

Im Falle von nachträglich installierten Bewehrungseisen ist $f_{bd,PIR}$ in [1] Gleichung (8.3) einzusetzen

$$f_{bd,PIR} = k_b \cdot f_{bd}$$

$$k_b \text{ Verbundwirkungsfaktor von ETA-19/0600}$$

$$l_{0,min} = \alpha_{lb} \cdot l_{0,min}$$

$$\alpha_{lb} \text{ Verstärkungsfaktor von ETA-19/0600}$$

Beeinflussender Faktor (α_i) Gleichungen

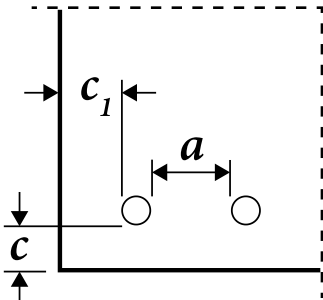
Betondeckung

$$\alpha_2 = 1.00 \quad [2] \text{ NA zum Abschnitt 8.4.4 (2)}$$

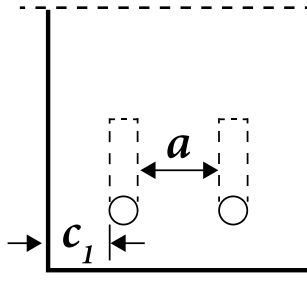
$$0.70 \leq \alpha_2 = 1 - 0.15 \cdot \frac{(c_d - \phi)}{\phi} \leq 1.00 \quad [1] \text{ Tabelle 8.2}$$



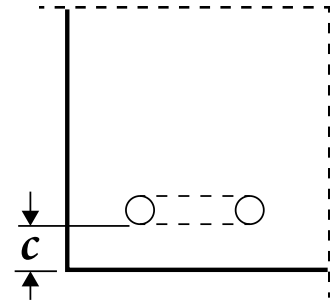
Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	12
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.-1.1.1 Deckenbalken - Achsen B1/9-10 / Wandanschluss	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			



Gerade Eisen
 $c_d = \min\left(\frac{a}{2}, c_1, c\right)$



Gebogene Eisen oder mit Haken
 $c_d = \min(c_1, c)$



Eisen als Schlaufe verlegt
 $c_d = c$

Querdruk

$$0.70 \leq \alpha_5 = 1 - 0.04 \cdot p \leq 1.00$$

[1] Tabelle 8.2

Direktes Auflager

$$\alpha_5 = \frac{2}{3}$$

[2] NA zum Abschnitt 8.4.4 (2)

Begrenzte vollständige Betondeckung:
 $c_{aoc} \geq 10 \cdot \phi$ und

Abstand zwischen den Übergreifungsstößen:
 $s > 10 \cdot \phi$ und

$$\alpha_5 = \frac{2}{3}$$

[2] NA zum Abschnitt 8.4.4 (2)

Querbeanspruchung Spalten

$$\alpha_5 = 1.50$$

[2] NA zum Abschnitt 8.4.4 (2)

Kombinationsgrenze

$$\alpha_{2,3,5} = \max(\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5; 0.7)$$

[1] Gl. (8.5)

Lage	F_{Ed} [kN]	ϕ [mm]	A_s [mm ²]	σ_{sd} [N/mm ²]	η_1 [-]	η_2 [-]	f_{ctd} [N/mm ²]
Nachträglich installiert BottomLayer1	15,824	16	201	78,70	1,000	1,000	1,20
Nachträglich installiert TopLayer1	0,000	16	201	0,00	1,000	1,000	1,20

Lage	k_b [-]	f_{bd} [N/mm ²]	$f_{bd,PIR}$ [N/mm ²]	α_{lb} [-]	$l_{b,rqd}$ [mm]	$l_{b,min}$ [mm]	α_1 [-]	c_d [mm]
Nachträglich installiert BottomLayer1	1,000	2,69	2,69	1,000	117	194	1,000	41
Nachträglich installiert TopLayer1	1,000	2,69	2,69	1,000	0	194	1,000	60



<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	13
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.-1.1.1 Deckenbalken - Achsen B1/9-10 / Wandanschluss	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			

Lage	α_2 [-]	$\sum A_{st}$ [mm ²]	$\sum A_{st,min}$ [mm ²]	A_s [mm ²]	λ [-]	K [-]	α_3 [-]
Nachträglich installiert BottomLayer1	1,000	0	0	201	0,000	0,000	1,000
Nachträglich installiert TopLayer1	1,000	0	0	201	0,000	0,000	1,000

Lage	α_4 [-]	p [N/mm ²]	α_5 [-]	$\alpha_{2,3,5}$ [-]	l_{bd} [mm]
Nachträglich installiert BottomLayer1	1,000	0,00	1,000	1,000	194
Nachträglich installiert TopLayer1	1,000	0,00	1,000	1,000	194



<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	14
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.-1.1.1 Deckenbalken - Achsen B1/9-10 / Wandanschluss	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			

4.2. Bauteile, die eine Bemessung der Schubbewehrung benötigen ([1] Abschnitt 6.2.3, [2] NA zum Abschnitt 6.2.3)

Eingabe

Beschreibung	Variable	Wert
Form des Querschnitts		rechteckig
Bauteilhöhe	h	600 mm
Bauteilbreite	b	280 mm
Effektive Tiefe (Querschnitt)	d	532 mm
Kleinste Breite (Zugbereich des Querschnitts)	b_w	280 mm
Innerer Hebelarm	z	479 mm
Betondruckfestigkeit, vorhanden	f_{ck}	25,00 N/mm ²
Betondruckfestigkeit, neu	f_{ck}	25,00 N/mm ²
Teilsicherheitsbeiwert für Werkstoff	γ_c	1,500
Koeffizient für langfristige Wirkungen auf die Druckfestigkeit	α_{cc}	0,850
Bemessung der Betondruckfestigkeit	f_{cd}	14,17 N/mm ²
Betondruckstrebenwinkel	Θ	42,5 °
Streckgrenze der Bewehrung	f_{yk}	500,00 N/mm ²
Teilsicherheitsbeiwert für Werkstoff	γ_s	1,150
Winkel der Querkraftbewehrung	α	90,0 °
Oberflächenrauigkeit ([1] Abschnitt 6.2.5, [2] NA zum Abschnitt 6.2.2 (6))		rau
Rauigkeitsfaktor	c	0.4



<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	15
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.-1.1.1 Deckenbalken - Achsen B1/9-10 / Wandanschluss	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			

Nachweis

V_{Ed}	$\leq V_{Rd}$	
V_{Ed}	$\leq V_{Ed,Limit}$	
$V_{Ed,Limit}$	$= 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd}$	[1] Gl. (6.5)
ν_1	$= 0.75 \cdot \nu_2$	[2] NA zum Abschnitt 6.2.3 (3)
ν_2	$= \left(1.1 - \frac{f_{ck}}{500}\right) \leq 1.0$	
f_{cd}	$= \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$	[1] Gl. (3.15)
V_{Rd}	$= \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,max}) \cdot \frac{c}{0.5}$	[2] NA zum Abschnitt 6.2.3 (6)
$V_{Rd,c}$	$= \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$	[1] Gl. (6.2.a)
$C_{Rd,c}$	$= \frac{0.15}{\gamma_c}$	[1] Abschnitt 6.2.2 (1), [2] NA zum Abschnitt 6.2.2 (1)
k	$= 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$	[1] Abschnitt 6.2.2 (1)
ρ_l	$= \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \cdot \beta_{Util} \leq 0.02$	[1] Abschnitt 6.2.2 (1)
β_{Util}	$= \frac{F_{Ed,total}}{A_{sl} \cdot f_{yd}}$	Ausnutzung der unter Zugkraft stehenden Bewehrung
ρ_l	$= \rho_{l,eff} = \frac{F_{Ed,total}}{b_w \cdot d \cdot f_{yd}} \leq 0.02$	Wirkungsgrad der Zugbewehrung
k_1	$= 0.12$	[1] Abschnitt 6.2.2 (1), [2] NA zum Abschnitt 6.2.2 (1)
σ_{cp}	$= \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd}$	[1] Abschnitt 6.2.2 (1)
$V_{Rd,max}$	$= \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \Theta + \cot \alpha)}{(1 + \cot^2 \Theta)}$	[1] Gl. (6.14)
α_{cw}	$= 1.0$	für nicht vorgespannte Strukturen

$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	$F_{Ed,total}$ [kN]	β_{Util} [-]	f_{yd} [N/mm ²]	ρ_l [-]	f_{ck} [N/mm ²]	
0,100	1,613	0,000	0,000	434,78	0,004	25,00	
k_1 [-]	N_{Ed} [kN]	A_c [mm ²]	σ_{cp} [N/mm ²]	α_{cw} [-]	b_w [mm]	d [mm]	
0,120	-0,000	167.397	-0,00	1,000	280	532	
z [mm]	ν [-]	f_{cd} [N/mm ²]	$V_{Ed,limit}$ [kN]	Θ [°]	α [°]	$cot\Theta$ [-]	$cot\alpha$ [-]
479	0,750	14,17	712,215	42,5	90,0	1,091	0,000
$1 + cot^2\Theta$ [-]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	c [-]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	Ausnutzung [%]	Status
2,191	567,604	53,409	0,400	87,000	567,604	16	OK



<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	16
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.-1.1.1 Deckenbalken - Achsen B1/9-10 / Wandanschluss	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			

5. Warnungen

Diese Bemessung berücksichtigt ausschließlich die Lastabtragung mit nachträglich installierten Bewehrungsstäben an der Kontaktfläche zwischen neuem und vorhandenem Beton.

Die Lastverteilung auf die Bewehrungsstäbe erfolgt unter der Annahme, dass die Querschnitte nach dem Biegen identisch bleiben.

Die Querkrafttragfähigkeit des Querschnitts ist gesondert zu bemessen.

Die Fugenflächen zum Betonieren müssen mindestens so weit aufgeraut werden, dass die Zuschlagstoffe herausragen.

Die Zubehörliste in diesem Bericht dient lediglich zur Information des Benutzers. Alle relevanten Installationsbedingungen (Bohren, Reinigen, Setzen) müssen gemäß der entsprechenden ETA und den Produkt-Gebrauchsanweisungen erfolgen.

Es liegt in der Verantwortung des Anwenders, für eine ausreichende Querkraftbewehrung und Widerstandsfähigkeit $V_{rd,s}$ nach EN1992-1-1:2004 Abschnitt 6.2.3 zu sorgen.

Der Nachweis der Überprüfung der Schubfuge bei Verbindungen, die Belastungen aus Eigengewicht direkt über die Fuge ableiten, erfordert eine technisch fundierte Einschätzung. Die Möglichkeit der Entspannung der Verankerung und deren mögliche Auswirkung auf die Schubkraftübertragung in der Fuge sollte berücksichtigt werden. Dies gilt insbesondere für Kragarm-Elemente.

Wird bei der Bemessung von einer gelenkig gelagerten Verbindung ausgegangen, kann ein Nachweis der Teilbefestigung nach EN1992-1-1 erforderlich sein.

Nachweis der Schnittstelle: OK!



<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	17
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.-1.1.1 Deckenbalken - Achsen B1/9-10 / Wandanschluss	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			

6. Installationsdaten

Mörtel: HIT-HY 200-R V3 + Rebar

Artikelnummer: 2262131 HIT-HY 200-R V3 (Mörtel)

Streckgrenze der Bewehrung f_{yk} : 500,00 N/mm²

Bohrmethode: Hammerbohren (Bohrhilfe wird benutzt)

Bohrlochtyp: Trockenes Bohrloch

Installationstemperatur: von 5°C bis 20°C

Rauheit: Rau

Oberste Lage 1

Durchmesser Bewehrungseisen: 16mm

Anzahl Eisen: 2

Obere Betondeckung: 60 mm

Bohrlochtiefe, l_v : 194 mm gewählt: $l_v \geq 200$ mm

Bohrdurchmesser, d_0 : 20 mm

Bohrlochreinigung: Druckluftreinigung

Untere Lage 1

Durchmesser Bewehrungseisen: 16mm

Anzahl Eisen: 3

Untere Betondeckung: 60 mm

Bohrlochtiefe, l_v : 194 mm gewählt: $l_v \geq 200$ mm

Bohrdurchmesser, d_0 : 20 mm

Bohrlochreinigung: Druckluftreinigung



<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	18
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.-1.1.1 Deckenbalken - Achsen B1/9-10 / Wandanschluss	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			

6.1. Maximale Verarbeitungszeit und minimale Aushärtezeit ¹⁾

Temperatur des Untergrundmaterials T	maximale Arbeitszeit t_{work}	Mindest-Aushärtezeit t_{cure}
-10 °C bis -5 °C	3 Stunden	20 Stunden
-4 °C bis 0 °C	1.5 Stunden	8 Stunden
1 °C bis 5 °C	45 min.	4 Stunden
6 °C bis 10 °C	30 min.	2.5 Stunden
11 °C bis 20 °C	15 min.	1.5 Stunden
21 °C bis 30 °C	9 min.	1 Stunden
31 °C bis 40 °C	6 min.	1 Stunden

1) Die Mindesttemperatur der Folienverpackung beträgt +5 °C.



<https://www.hilti.de/>

Unternehmen:	Wetzel & von Seht	Seite:	19
Adresse:	Friesenweg 5E - 22763 Hamburg	Planer:	
Telefon Fax:		E-Mail:	
Bemessung:	Pos. 3.-1.1.1 Deckenbalken - Achsen B1/9-10 / Wandanschluss	Datum:	05. 02. 2025
Anwendung:			

7. Bemerkungen; Ihre Mitwirkungspflichten

Sämtliche in den Programmen enthaltenen Informationen und Daten beziehen sich ausschließlich auf die Verwendung von Hilti-Produkten und basieren auf den Grundsätzen, Formeln und Sicherheitsbestimmungen gem. den technischen Anweisungen und Bedienungs-, Setz- und Montageanleitungen usw. von Hilti, die vom Anwender strikt eingehalten werden müssen. Sämtliche enthaltenen Werte sind Durchschnittswerte; daher sind vor Anwendung des jeweiligen Hilti-Produkts stets einsatzspezifische Tests durchzuführen. Die Ergebnisse der mittels der Software durchgeführten Berechnungen beruhen maßgeblich auf den von Ihnen einzugebenden Daten. Sie tragen daher die alleinige Verantwortung für die Fehlerfreiheit, Vollständigkeit und Relevanz der von Ihnen einzugebenden Daten. Sie sind weiterhin alleine dafür verantwortlich, die erhaltenen Ergebnisse der Berechnung vor der Verwendung für Ihre spezifische(n) Anlage(n) durch einen Fachmann überprüfen und freigeben zu lassen, insbesondere hinsichtlich der Konformität mit geltenden Normen und Zulassungen. Die Software dient lediglich als Hilfsmittel zur Auslegung von Normen und Zulassungen ohne jegliche Gewährleistung auf Fehlerfreiheit, Richtigkeit und Relevanz der Ergebnisse oder Geeignetheit für eine bestimmte Anwendung.

Sie haben alle erforderlichen und zumutbaren Maßnahmen zu ergreifen, um Schäden durch die Software zu verhindern oder zu begrenzen. Insbesondere müssen Sie für die regelmäßige Sicherung von Programmen und Daten sorgen sowie regelmäßig ggf. von Hilti angebotene Updates der Software durchführen. Sofern Sie nicht die AutoUpdate-Funktion der Software nutzen, müssen Sie durch manuelle Updates über die Hilti-Website sicherstellen, dass Sie jeweils die aktuelle und somit gültige Version der Software verwenden. Soweit Sie diese Verpflichtung schuldhaft verletzen, haftet Hilti nicht für daraus entstehende Folgen, insbesondere nicht für die Wiederbeschaffung verlorener oder beschädigter Daten oder Programme.

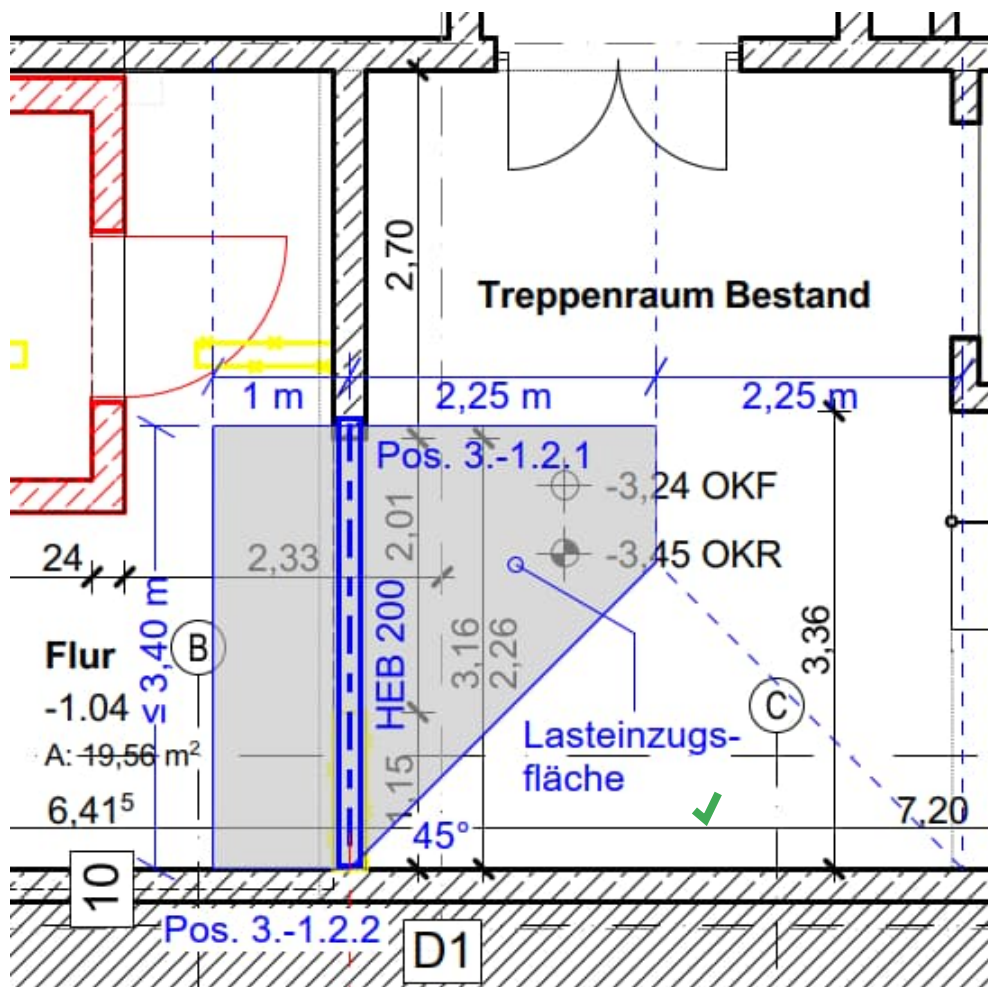
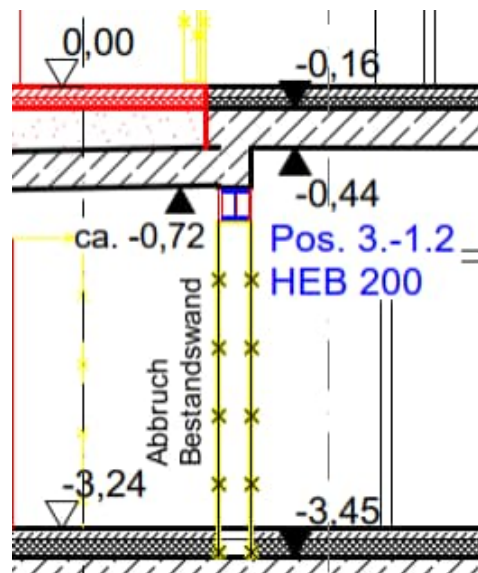


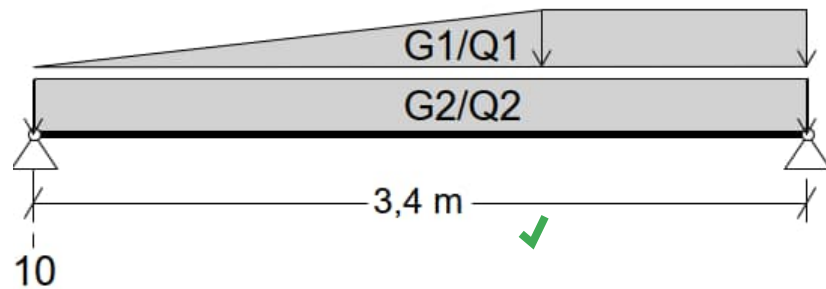
Pos. 3.-1.2 Sturzträger HEB 200 im UG – Achse ~D1/9-10

1. Statisches System und Belastung

Die im Bestand vorhandene Türöffnung soll bis zur Außenwand (Achse 10) vergrößert werden. Hierfür ist ein neuer Sturzträger zur Abfangung der Deckenlasten einzubauen.

→ Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten





→ Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen

Einwirkende Lasten

		G	Q	
• Eigengewicht:	→ wird programmintern generiert	G = 0,61	✓	[kN/m]
• Deckenversprung + Brandschutz	$G = 0,24 \cdot 0,28 \cdot 25 + 0,30$	~ 2,00	✓	[kN/m]
• Bestandsdecke (OK -0,16):	$G_1 = G + \Delta G = (0,28 \cdot 25 + 2,50) \cdot 2,25 =$ $Q_1 = 5,00 \cdot 2,25 =$	21,38	✓	[kN/m]
• Bestandsdecke (OK -0,44):	$G_2 = G + \Delta G = (0,28 \cdot 25 + 3,50) \cdot 1,00 \leq$ $Q_2 = 5,00 \cdot 1,00 =$	10,50	✓	[kN/m]
			✓	11,25 [kN/m]
			✓	5,00 [kN/m]

2. Schnittgrößen und Bemessung

→ Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

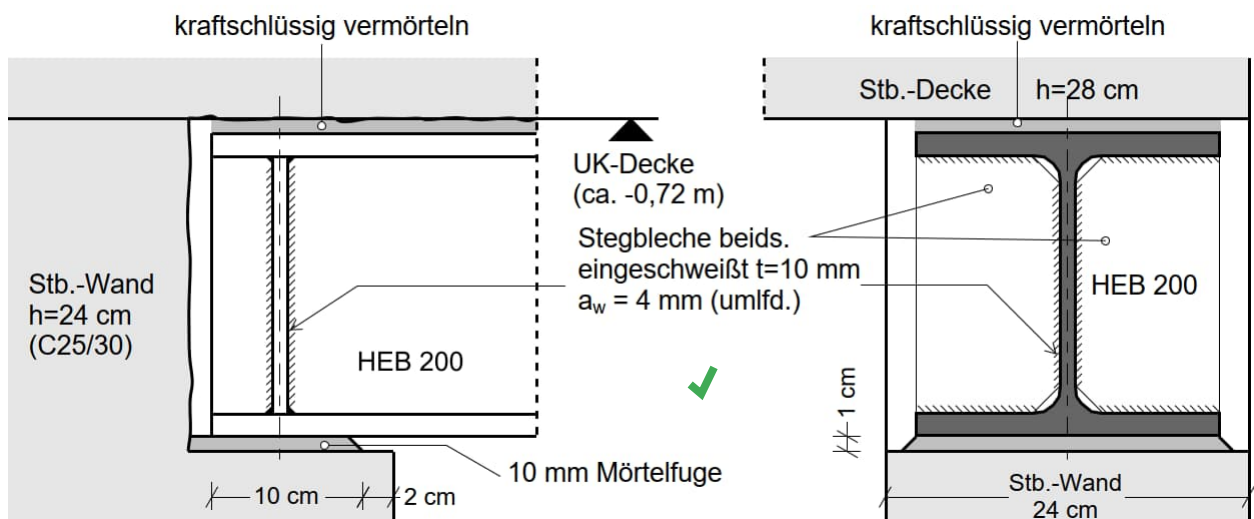
- Gewählt: HEB 200 (S235) ✓
Brandschutzummantelung (R90) gemäß Angabe Objektplanung.

3. Trägerauflager am Wandende – Pos. 3.-1.2.1

→ Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

- Auflagerkraft: $F_d \leq 110 \text{ kN}$ ✓
- Bestandswand: Beton C25/30 ✓

Leitdetail Pos. 3.-1.2.1

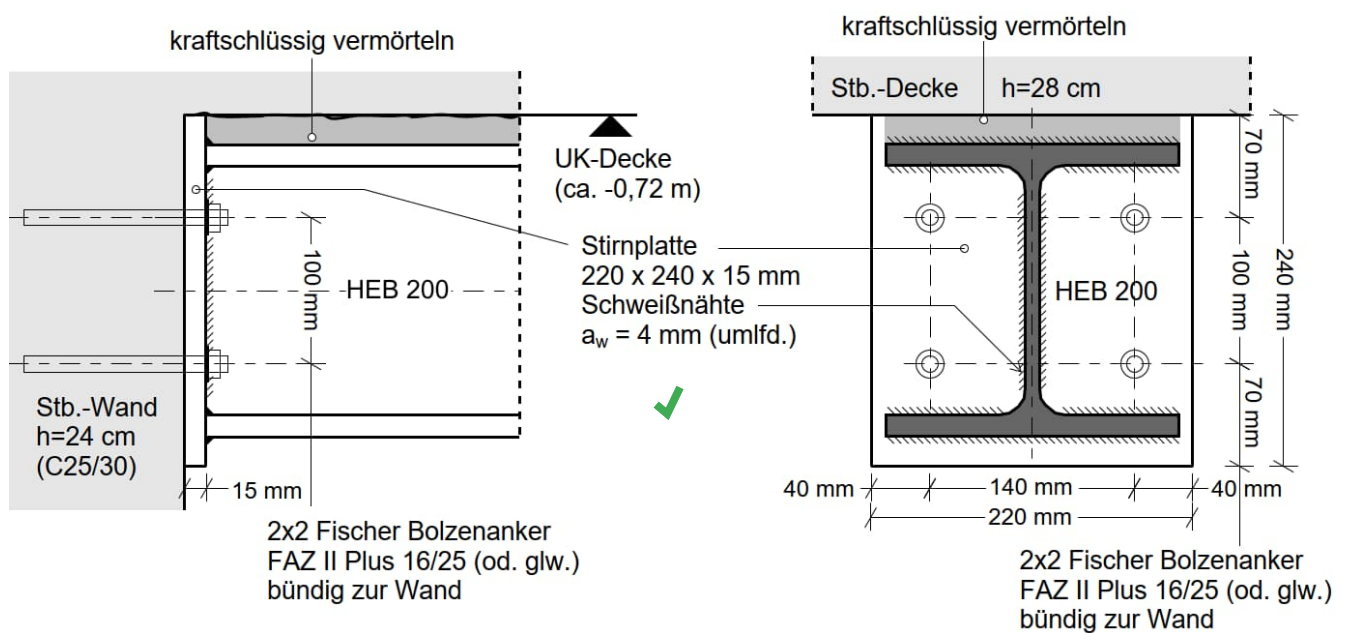


4. Trägeranschluss Außenwand Achse 10 – Pos. 3.-1.2.2

→ Siehe EDV-Berechnung folgende Seiten

- Anschlusskraft: $F_{z,d} \leq 85 \text{ kN}$ ✓
- Gewählt: Stirnplatte 220 x 240 x 15 mm (S 235)
2x2 Fischer Bolzenanker
FAZ II Plus 16/25 (oder gleichwertig)
Bestandswand: Beton C25/30 ✓

Leitdetail Pos. 3.-1.2.2

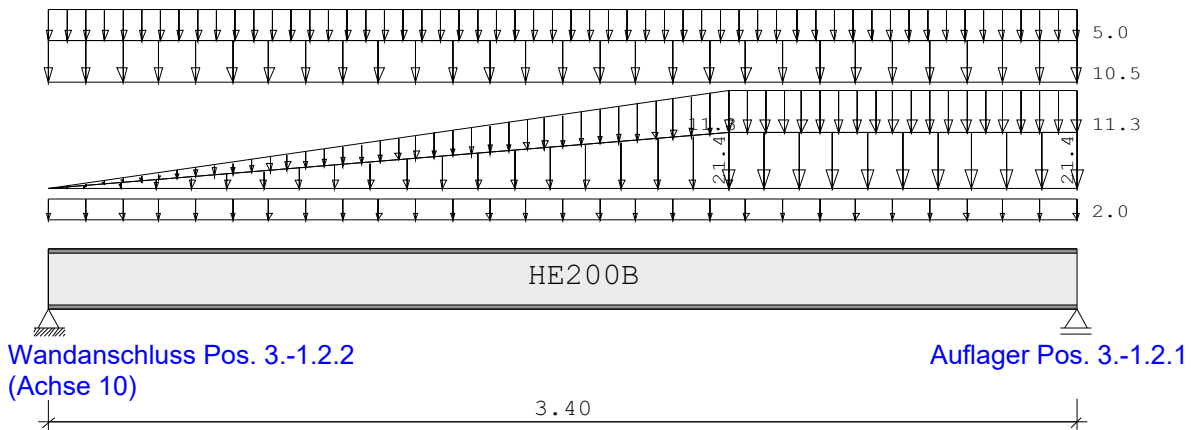


Die angrenzenden Deckenbereiche sind im Bauzustand so lange zu unterstützen bzw. zur Sohlplatte abzusteifen, bis der Sturzträger eingebaut ist und die Mörtelfugen ausreichend tragfähig sind. ✓

Pos. 3.-1.2 Sturzträger im UG - Achsen D1/9-10

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRILO R-2023-2/P09)

Maßstab 1 : 25



Stahlträger **S235** DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

System	Länge	Querschnittswerte				
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)
1	3.400	konstant	1	5700.0	570.0	570.0 HE200B

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
1	1	B		2.000	0.000	1.000	
	4	B		0.000	0.000	2.250	0.000
				9.500	5.000		2.250
	4	B		9.500	5.000	2.250	1.150
				9.500	5.000		
	1	B		10.500	5.000	1.000	

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

Einwirkungen:				ψ0	ψ1	ψ2	γ
Nr	Kl	Bezeichnung					
B	1	Büros		0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgekategorie CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	39.89	17.76	0.00	57.65	57.65	39.89
2	53.33	24.83	0.00	78.16	78.16	53.33
Summe:	93.21	42.59	0.00	135.81	135.81	93.21

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm , kN)					
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li V re
1	x0 = 1.840	84.33	0.00	0.00	80.49 -109.24

Stützmomente Maximum (kNm , kN)						
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	80.49	80.49	39.89
2	0.00	0.00	-109.24	0.00	109.24	53.33



Querschnitte S235 fyk = 235 N/mm2						
Art	Name	Npl	Mplyd	Vplzd	Mplzd	Vplyd
4	HE200B	1835	151	337	72	814

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
1	0.000	1	0.0	80.5	86	50	1	0.37
	1.840	1	84.3	-0.3	148	0	1	0.63
	3.400	1	0.0	-109.2	117	67	1	0.50



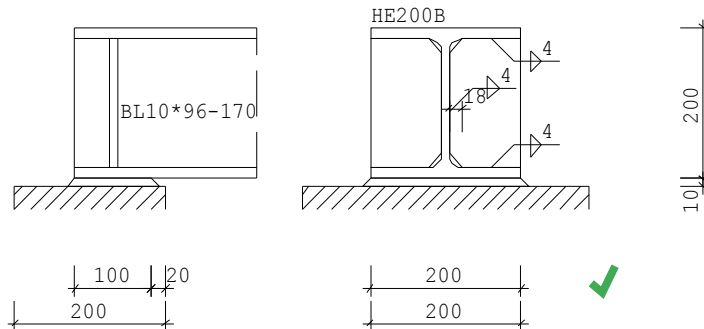
Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 6.2.1 (6.2) γM0 = 1.00							
Feld Nr.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η
1	0.000	0.0	80.5	1	0.00	151.3	0.24
	1.840	84.3	-0.3	1	0.00	151.3	0.56
	3.400	0.0	-109.2	1	0.00	151.3	0.32

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.
Nachweis Biegedrillknicken ist nicht erforderlich.

Zulässige Durchbiegungen : im Feld zul f = L / 300 charakteristische Kombination						
Feld Nr.	x (m)	fg (cm)	ftot (cm)	f (cm)	zul f (cm)	η
1	1.700	0.41	0.60	0.600	1.133	0.53

2





Nachweis des Trägers mit dreiseitigem Rippenanschluß					
Rippe	Breite	bR =	95.5 mm	\leq maxbR =	95.5 mm
	Höhe	hR =	170.0 mm		
	Aussparung	cR =	18.0 mm		
	Dicke	tR =	10.0 mm	\geq erftR =	8.7 mm
				η =	0.87
<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> ✓ ✓ </div>					
Kraft pro Rippe	vertikal :	F1 =	31.34 kN	horizontal :	F2 = 10.46 kN
Doppelkehlnaht am belasteten unteren Flansch (Index 1) :					
Geometrie	Dicke	aw1 =	4.0 mm		
	Länge	lw1 =	77.5 mm		
	Fläche	Aw1 =	620.0 mm ²		
Spannungen	$\sigma_{wd,1}$	=	50.6 N/mm ²	$T_{wd,1}$ =	16.9 N/mm ²
Vergleichsspannung	$\sigma_{wd,V,1}$	=	53.3 N/mm ²		
Nachweis	σ_{wd}	=	53.3 N/mm ² / f_{vwd}	=	207.8 N/mm ²
				η =	0.26 < 1
✓					
Doppelkehlnaht am Steg (Index 2) :					
Geometrie	Dicke	aw2 =	4.0 mm		
	Länge	lw2 =	134.0 mm		
	Fläche	Aw2 =	1072.0 mm ²		
Spannungen	$T_{wd,2}$	=	29.2 N/mm ²		
Nachweis	σ_{wd}	=	29.2 N/mm ² / f_{vwd}	=	207.8 N/mm ²
				η =	0.14 < 1
✓					
Doppelkehlnaht am unbelasteten oberen Flansch (Index 3) :					
Geometrie	Dicke	aw3 =	4.0 mm		
	Länge	lw3 =	77.5 mm		
	Fläche	Aw3 =	620.0 mm ²		
Spannungen	$T_{wd,3}$	=	16.9 N/mm ²		
Nachweis	σ_{wd}	=	16.9 N/mm ² / f_{vwd}	=	207.8 N/mm ²
				η =	0.08 < 1
✓					

Spannung am Ausrundungsbeginn des Trägerstegs unten :

$$\begin{aligned} \sigma_{dz} &= F_d - 2 \cdot F_1 / (170.7 \text{ mm} \cdot 9.0 \text{ mm}) = -30.80 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Nachweis} \quad \sigma_d &= 30.8 \text{ N/mm}^2 / f_{yd} = 235.0 \text{ N/mm}^2 \\ \eta &= 0.13 < 1 \end{aligned}$$



Nachweis des Auflagers

$$\begin{aligned} \sigma_d &= F_d / (100.0 \text{ mm} \cdot 200.0 \text{ mm}) = -5.50 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Nachweis} \quad \sigma_d &= 5.5 \text{ N/mm}^2 / f_{cd} = 14.2 \text{ N/mm}^2 \\ \eta &= 0.39 < 1 \end{aligned}$$



max $\eta = 0.87 \leq 1$ Nachweis für Stegrippen



21069-1 | AKK Aufstockung Reha-Gebäude

Ingenieurbüro
Wetzel & von Seht

www.fischer.de

Friesenweg 5E
22763 Hamburg
Telefon: 040 8891670
Fax: 040 88916767
info@wvs.eu
www.wvs.eu

Kommentar

Pos. 3.-1.2.2 Sturzträger im UG - Achsen D1/9-10
Trägeranschluss Außenwand Achse 10

Bemessungsgrundlagen

Anker

Ankersystem
Anker

fischer Bolzenanker FAZ II Plus
Bolzenanker FAZ II Plus 16/5,
galvanisch verzinkter Stahl

Rechnerische
Verankerungstiefe
Bemessungsdaten

70 mm

Ankerbemessung in Beton nach Europäischer Technischer
Bewertung ETA-19/0520, Option 1,
Erteilungsdatum 24.05.2023

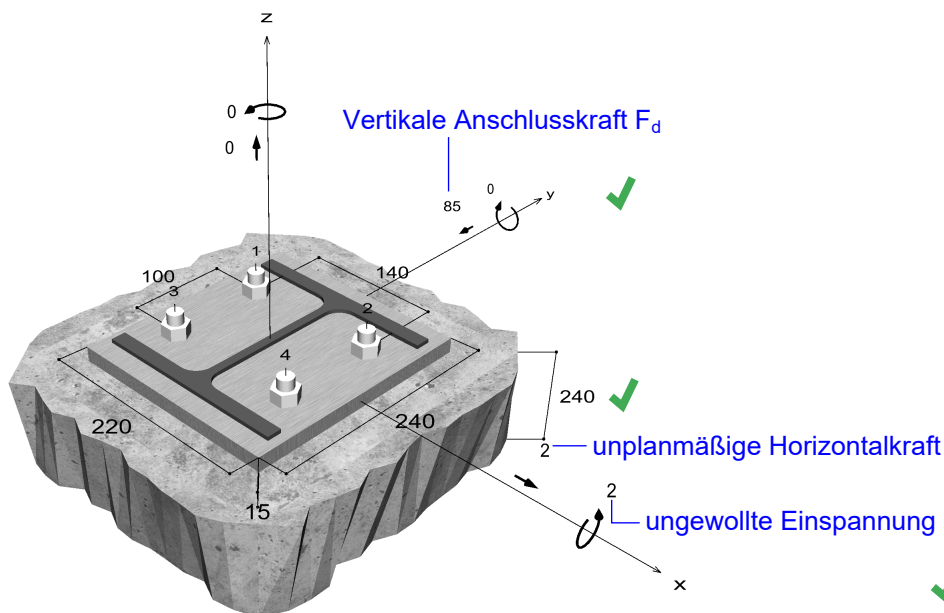


Geometrie / Lasten / Maßeinheiten

mm, kN, kNm

Bemessungswert der Einwirkungen

(inkl. Teilsicherheitsbeiwert Last)



Nicht maßstabsgetreu

21069-1 | AKK Aufstockung Reha-Gebäude

Eingabedaten

Bemessungsverfahren	EN 1992-4:2018 mechanische Befestigungselemente
Verankerungsgrund	C25/30, EN 206
Betonzustand	Gerissen, Trockenes Bohrloch
Bewehrung	Keine oder normale Bewehrung. Ohne Randbewehrung. Mit Spaltbewehrung
Bohrverfahren	Hammerbohren
Montageart	Durchsteckmontage
Ringspalt	gemäß Benutzereingabe
Belastungsart	Statisch oder quasi-statisch
Ankerplattenposition	Bündig montierte Ankerplatte
Ankerplattenmaße	220 mm x 240 mm x 15 mm
Profiltyp	HEB 200

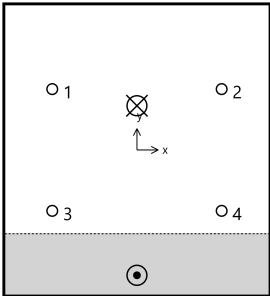
Bemessungslasten *)

#	N _{Ed} kN	V _{Ed,x} kN	V _{Ed,y} kN	M _{Ed,x} kNm	M _{Ed,y} kNm	M _{T,Ed} kNm	Belastungsart
1	0,00	2,00	-85,00	2,00	0,00	0,00	Statisch oder quasi-statisch

*) Incl. Teilsicherheitsbeiwert Last

Resultierende Ankerkräfte

Anker-Nr.	Zugkraft kN	Querkraft kN	Querkraft x kN	Querkraft y kN
1	6,20	21,26	0,50	-21,25
2	6,20	21,26	0,50	-21,25
3	0,98	21,26	0,50	-21,25
4	0,98	21,26	0,50	-21,25



Max. Betonstauchung :	0,08 ‰
Max. Betondruckspannung :	2,6 N/mm²
Resultierende Zugkraft :	14,36 kN , X/Y Position (0 / 36)
Resultierende Druckkraft :	14,36 kN , X/Y Position (0 / -103)

Widerstand gegenüber Zugbeanspruchungen

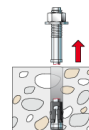
Nachweis	Last kN	Tragfähigkeit kN	Ausnutzung β _N %
Stahlversagen *	6,20	56,21	11,0
Herausziehen *	6,20	20,16	30,7
Betonausbruch	14,36	27,48	52,3

* Ungünstigster Anker

21069-1 | AKK Aufstockung Reha-Gebäude

Stahlversagen

$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (N_{Rd,s})$$

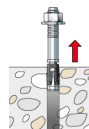


$N_{Rk,s}$ kN	γ_{Ms}	$N_{Rd,s}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,s}$ %
78,70	1,40	56,21	6,20	11,0

Anker-Nr.	$\beta_{N,s}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1	11,0	1	$\beta_{N,s;1}$
2	11,0	2	$\beta_{N,s;2}$
3	1,7	3	$\beta_{N,s;3}$
4	1,7	4	$\beta_{N,s;4}$

Herausziehen

$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}} \quad (N_{Rd,p})$$



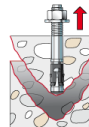
$N_{Rk,p}$ kN	Ψ_c	γ_{Mp}	$N_{Rd,p}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,p}$ %
30,24	1,120	1,50	20,16	6,20	30,7

Der Psi,c-Faktor wurde eventuell durch Interpolation ermittelt.

Anker-Nr.	$\beta_{N,p}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1, 2	30,7	1	$\beta_{N,p;1}$
3, 4	4,9	2	$\beta_{N,p;2}$

Betonausbruch

$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad (N_{Rd,c})$$



$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{M,N} \quad \text{Gl. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c} = 22,55kN \cdot \frac{108.500mm^2}{44.100mm^2} \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 0,743 \cdot 1,000 = 41,21kN$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 7,7 \cdot \sqrt{25,0N/mm^2} \cdot (70mm)^{1,5} = 22,55kN \quad \text{Gl. (7.2)}$$

$$\Psi_{s,N} = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}}\right) = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{\infty}{105mm}\right) = 1,000 \leq 1 \quad \text{Gl. (7.4)}$$

$$\Psi_{re,N} = 1,000 \quad \text{Gl. (7.5)}$$

Die Eingabewerte und die Bemessungsergebnisse sind zu kontrollieren und anhand gültiger Normen und Zulassungen auf Plausibilität zu prüfen.
Bitte beachten Sie den Haftungsausschluss in den Lizenzbedingungen der Software.

21069-1 | AKK Aufstockung Reha-Gebäude

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_n}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1,000 \cdot 0,743 = 0,743 \leq 1 \quad \text{Gl. (7.6)}$$

$$\Psi_{ec,Nx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{210mm}} = 1,000 \leq 1 \quad \Psi_{ec,Ny} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 36mm}{210mm}} = 0,743 \leq 1$$

$$\Psi_{M,N} = 1,00 \geq 1 \quad \text{Gl. (7.7)}$$

$N_{Rk,c}$ kN	γ_{Mc}	$N_{Rd,c}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,c}$ %
41,21	1,50	27,48	14,36	52,3

Anker-Nr.	$\beta_{N,c}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1, 2, 3, 4	52,3	1	$\beta_{N,c;1}$

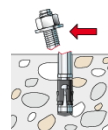
Widerstand gegenüber Querbeanspruchungen

Nachweis	Last kN	Tragfähigkeit kN	Ausnutzung β_v %
Stahlversagen ohne Hebelarm *	21,26	54,72	38,8
Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite	85,02	118,35	71,8

* Ungünstigster Anker

Stahlversagen ohne Hebelarm

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (V_{Rd,s})$$



$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 = 1,00 \cdot 68,40kN = 68,40kN \quad \text{Gl. (7.35)/ (7.36)}$$

$V_{Rk,s}$ kN	γ_{Ms}	$V_{Rd,s}$ kN	V_{Ed} kN	β_{Vs} %
68,40	1,25	54,72	21,26	38,8

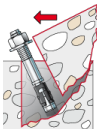
Anker-Nr.	β_{Vs} %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1	38,8	1	$\beta_{Vs;1}$
2	38,8	2	$\beta_{Vs;2}$
3	38,8	3	$\beta_{Vs;3}$
4	38,8	4	$\beta_{Vs;4}$



21069-1 | AKK Aufstockung Reha-Gebäude

Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} \quad (V_{Rd,cp})$$



$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot N_{Rk,c} = 3,2 \cdot 55,48kN = 177,52kN$$

Gl. (7.39a)

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{M,N}$$

Gl. (7.1)

$$N_{Rk,c} = 22,55kN \cdot \frac{108.500mm^2}{44.100mm^2} \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 = 55,48kN$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 7,7 \cdot \sqrt{25,0N/mm^2} \cdot (70mm)^{1,5} = 22,55kN$$

Gl. (7.2)

$$\Psi_{s,N} = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}}\right) = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{\infty}{105mm}\right) = 1,000 \leq 1$$

Gl. (7.4)

$$\Psi_{re,N} = 1,000$$

Gl. (7.5)

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_N}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1,000 \cdot 1,000 = 1,000 \leq 1$$

Gl. (7.6)

$$\Psi_{M,N} = 1,00 \geq 1$$

Gl. (7.7)

V _{Rk,cp} kN	γ _{Mc}	V _{Rd,cp} kN	V _{Ed} kN	β _{V,cp} %
177,52	1,50	118,35	85,02	71,8

Anker-Nr.	β _{V,cp} %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1, 2, 3, 4	71,8	1	β _{V,cp;1}

Ausnutzung für Zug- und Querlasten

Zuglasten	Ausnutzung β _N %	Querlasten	Ausnutzung β _V %
Stahlversagen *	11,0	Stahlversagen ohne Hebelarm *	38,8
Herausziehen *	30,7	Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite	71,8
Betonausbruch	52,3		

* Ungünstigster Anker

Ausnutzung für kombinierte Zug- und Querbelastrung

Ausnutzung Stahl

$$\begin{aligned}\beta_{N,s} &= \beta_{N,s;1} = 0,11 \leq 1 \\ \beta_{V,s} &= \beta_{V,s;1} = 0,39 \leq 1 \\ \beta_N^2 + \beta_V^2 &= \beta_{N,s;1}^2 + \beta_{V,s;1}^2 = 0,16 \leq 1\end{aligned}$$

Gl. (7.55)

Ausnutzung Beton

$$\begin{aligned}\beta_{N,c} &= \beta_{N,c;1} = 0,52 \leq 1 \\ \beta_{V,cp} &= \beta_{V,cp;1} = 0,72 \leq 1 \\ \beta_N^{1,5} + \beta_V^{1,5} &= \beta_{N,c;1}^{1,5} + \beta_{V,cp;1}^{1,5} = 0,99 \leq 1\end{aligned}$$

Gl. (7.56)

**Nachweis erfolgreich**

Angaben zur Ankerplatte

Ankerplattendetails

Vom Anwender ohne Nachweis festgelegte Ankerplattendicke

t = 15 mm

Profiltyp

HEB 200

Technische Hinweise

Bei der Bemessung wurde vorausgesetzt, dass die Ankerplatte (falls vorhanden) unter den einwirkenden Schnittkräften eben bleibt. Deshalb muss sie ausreichend steif sein. Die in C-Fix enthaltene Ankerplattenbemessung basiert auf einem Spannungsnachweis, erlaubt aber keine direkte Aussage über die Plattensteifigkeit. Die Lastweiterleitung im Beton ist für den Grenzzustand der Tragfähigkeit sowie den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nachzuweisen. Hierfür sind die erforderlichen Nachweise für das Bauteil incl. den Ankerlasten zu führen. Die weitergehenden Bestimmungen des Bemessungsverfahrens hierfür sind zu beachten. Die Nachweise gelten nur für die Kaltbemessung.

Allgemeine Hinweise

Sämtliche in den Programmen enthaltenen Informationen und Daten beziehen sich ausschließlich auf die Verwendung von fischer-Produkten und basieren auf den Grundsätzen, Formeln und Sicherheitsbestimmungen gem. den technischen Anweisungen und Bedienungs-, Setz und Montageanleitungen usw. von fischer, die vom Anwender genau eingehalten werden müssen.

Die Anzahl, der Hersteller, die Art und die Geometrie der Befestigungselemente dürfen nicht geändert werden wenn dies nicht vom verantwortlichen Tragwerksplaner nachgewiesen und gestattet ist.

Sämtliche enthaltenen Werte sind Durchschnittswerte; daher sind vor Anwendung des jeweiligen fischer-Produkts stets einsatzspezifische Tests durchzuführen. Die Ergebnisse der mittels der Software durchgeführten Berechnungen beruhen maßgeblich auf den von Ihnen einzugebenden Daten. Sie tragen daher die alleinige Verantwortung für die Fehlerfreiheit, Vollständigkeit und Relevanz der von Ihnen einzugebenden Daten. Sie sind weiterhin alleine dafür verantwortlich, die erhaltenen Ergebnisse der Berechnung vor der Verwendung für Ihre spezifische(n) Anlage(n) durch einen Fachmann überprüfen und freigeben zu lassen, insbesondere hinsichtlich der Konformität mit geltenden Normen und Zulassungen. Das Bemessungsprogramm dient lediglich als Hilfsmittel zur Auslegung von Normen und Zulassungen ohne jegliche Gewährleistung auf Fehlerfreiheit, Richtigkeit und Relevanz der Ergebnisse oder Eignung für eine bestimmte Anwendung. Sie haben alle erforderlichen und zumutbaren Maßnahmen zu ergreifen, um Schäden durch das Bemessungsprogramm zu verhindern oder zu begrenzen. Insbesondere müssen Sie für die regelmäßige Sicherung von Programmen und Daten sorgen sowie regelmäßig ggf. von fischer angebotene Updates des Bemessungsprogramms durchführen. Sofern Sie nicht die automatische Update-Funktion der Software nutzen, müssen Sie durch manuelle Updates über die fischer Internetseite sicherstellen, dass Sie jeweils die aktuelle und somit gültige Version des Bemessungsprogramms verwenden. Soweit Sie diese Verpflichtung schuldhaft verletzen, haftet fischer nicht für daraus entstehende Folgen, insbesondere nicht für die Wiederbeschaffung verlorener oder beschädigter Daten oder Programme.

Angaben zur Montage

Anker

Ankersystem

Anker

fischer Bolzenanker FAZ II Plus

Bolzenanker FAZ II Plus 16/5,
galvanisch verzinkter Stahl

Art.-Nr. 564594



Zubehör

Handausbläser Groß ABG
SDS Plus-V II 16/160/210

Art.-Nr. 567792

Art.-Nr. 531827

Montagedetails

Gewindegröße M 16

Bohrlochdurchmesser $d_0 = 16 \text{ mm}$ Bohrlochtiefe $h_2 = 113 \text{ mm}$ Rechnerische $h_{ef} = 70 \text{ mm}$

Verankerungstiefe

Einbautiefe $h_{nom} = 88 \text{ mm}$

Bohrverfahren Hammerbohren

Bohrlochreinigung Bohrloch mit Handausbläser ausblasen.

Die Montageanleitung sollte beachtet werden, wenn die Installation ohne Bohrlochreinigung erfolgt.

Durchsteckmontage
gemäß Benutzereingabe

Montageart

Ringspalt

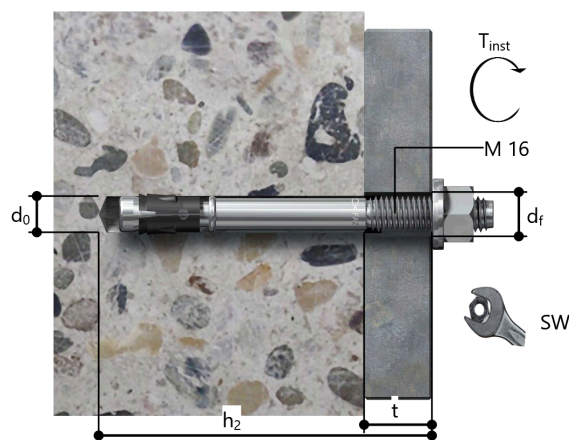
Montagedrehmoment

 $T_{inst} = 110,0 \text{ Nm}$

Schlüsselweite SW

24 mm

Ankerplattendicke

 $t = 15 \text{ mm}$ Gesamte Befestigungsdicke $t_{fix} = 15 \text{ mm}$ $T_{fix,max}$ $t_{fix,max} = 20 \text{ mm}$ 

Ankerplattendetails

Material der Ankerplatte

Nicht verfügbar

Ankerplattendicke

 $t = 15 \text{ mm}$

Durchgangsloch im Anbauteil

 $d_f = 18 \text{ mm}$

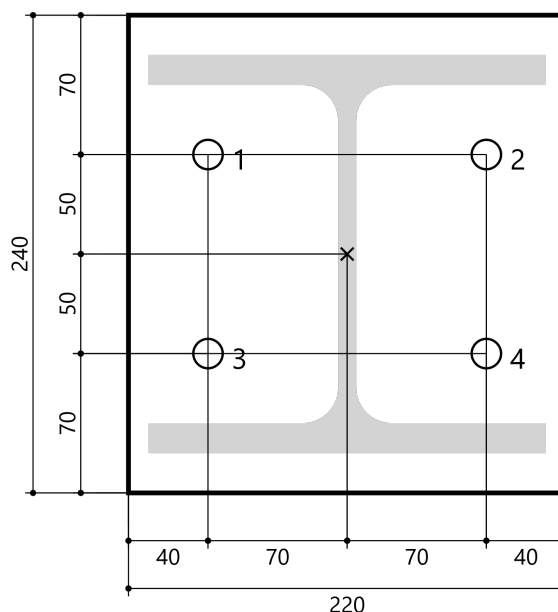
Anbauteil

Profiltyp

HEB 200

Ankerkoordinaten

Anker-Nr.	x mm	y mm
1	-70	50
2	70	50
3	-70	-50
4	70	-50





Pos. 3.-1.3 Stahlbetondecke h=28 cm über UG (Bestand) – Achse B1-F1/6-10

1. Statisches System

Nachfolgend wird die Bestandsdecke über dem Untergeschoss im Bereich der Achsen B1-F1/6-10 unter Berücksichtigung der aktuellen Lastannahmen und der zusätzlichen Deckenöffnungen neu berechnet

→ Siehe FEM-Berechnung folgende Seiten

Baustoffe

- Betonfestigkeit: C 35/35 (Bestandsdecke)
- Expositionsklassen: XC1, WO (Innenbauteil)
- Zulässige Rissbreiten: $w_k = 0,40 \text{ mm}$ ((Innenbauteil)
- Betondeckung: $c_{\text{nom}} = 35 \text{ mm}$
- Bewehrung: B500 A oder B

2. Belastung

→ Lastannahmen siehe Heft 0 – Allgemeine Vorbemerkungen

Einwirkende Lasten

		G	Q
• Eigengewicht:	→ wird programmintern generiert	$G = 7,00$	[kN/m²]
• Ausbau- und Nutzflächenlasten:	$G_1 / Q_1 =$	2,31 /	4,05 [kN/m²]
Bereich Treppenhaus	$G_2 / Q_2 =$	2,31 /	5,00 [kN/m²]
Abgesenkter Deckenbereich mit max. 40 cm			
Ausgleichsschüttung ($\gamma \leq 3,0 \text{ kN/m}^3$)	$G_{2.1} \leq 2,31 + 1,20 \sim$	3,50	[kN/m²]
• Treppenläufe (Bestand):	$G_3 / Q_3 =$	18,00 /	10,20 [kN/m]
• MW-Wände ($d=17^5 \text{ cm}$ $H=3,30 \text{ m}$):	$G_4 = 3,20 \cdot 3,30 =$	10,56	[kN/m]
• Pfosten-Riegel Fassade (Eingangsbereich TH):	$G_5 \sim 1,00 \cdot 4,00 =$	4,00	[kN/m]

Eingabelastfälle

LF1	Ständige Lasten (Eigengewicht der Konstruktion) G
LF2	Ständige Lasten (Ausbaulasten) G_1, G_2, G_3, G_4, G_5
LF3 bis LF6	Veränderliche Lasten (Nutzlasten) Q_1, Q_2, Q_3

Ergebnislastfälle

LF 1001	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ($E_{d, \text{perm}}$) im Zustand II (gerissen)
LF 1400 ff.	Einwirkungskombination Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) Zustand I
LF 2100 ff.	Einwirkungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)
LF 3100 ff.	Lastfallüberlagerung Summe der ständigen Lasten G_k
LF 4100 ff.	Lastfallüberlagerung Summe der veränderlichen Lasten Q_k



3. Ermittlung der Auflagerkräfte und Nachweis der Biegetragfähigkeit (vorhandene Bewehrung)

Die angesetzten Flächenlasten der UG-Decke sind gegenüber der ursprünglichen Planung unverändert. Daher erübrigen sich genauere Tragfähigkeitsnachweise der Bestandsdecke im Untergeschoss. Da in Teilbereichen zusätzliche Lasten aus nichttragenden Mauerwerkswänden einwirken, wird dennoch im Rahmen dieser Berechnung die erforderliche Deckenbewehrung ermittelt und diese mit der vorhandenen Bewehrung gemäß der vorliegenden Bestandsunterlagen abgeglichen. ✓

Auflagerkräfte

→ Siehe Ausgabe der FEM-Berechnung folgende Seiten

Nachweis der Biegetragfähigkeit / vorhandenen Deckenbewehrung

- Siehe FEM-Berechnung folgende Seiten
- Die vorhandene Bewehrung der oberen Lage sind den vorliegenden Bewehrungsplänen entnommen, die Angaben der unteren Bewehrungslagen in den Elementplatten den Elementplänen der Fertigteilplanung*.
- Die vorhandene Biegebewehrung ist ausreichend.

- Vorhandene Grundbewehrung:

obere Lage	$a_s = 10,26 \text{ cm}^2/\text{m}$	(Ø14/15 #)
untere Lage	$a_s \geq 10,26 \text{ cm}^2/\text{m}$	(FT-Elemente*)

 ✓
- Vorhandene Bewehrungszulagen: → siehe Ausgabe der FEM-Berechnung folgende Seiten

Nachweis der Querkrafttragfähigkeit und der Tragfähigkeit gegen Durchstanzen

- Siehe Ausgabe der FEM-Berechnung folgende Seiten ✓
- Es ist keine Querkraftbewehrung erforderlich bzw. die vorhandene Bewehrung ist ausreichend.



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Materialien

Norm

EuroNorm: DIN EN 1992-1-1:2004 (NA:2013) Stahlbeton- und Spannbetontragwerke (Germany) V 2023

EuroNorm: DIN EN 1996-1-1:2005 (NA:2019) Mauerwerksbauten

Schneelastzone : 1

Mat 1 C 35/45 N (EN 1992)



Elastizitätsmodul	E	34077	[MPa]	Materialsicherheit	1.50	[-]
Querdehnzahl	μ	0.20	[-]	Rechenfestigkeit ¹	fc	29.75 [MPa]
Schubmodul	G	14199	[MPa]	Nennfestigkeit	fck	35.00 [MPa]
Kompressionsmodul	K	18932	[MPa]	Zugfestigkeit	fctm	3.21 [MPa]
Nominelle Wichte	γ	25.0	[kN/m3]	Zugfestigkeit	fctk,05	2.25 [MPa]
Rohdichte	ρ	2400.0	[kg/m3]	Zugfestigkeit	fctk,95	4.17 [MPa]
Ausdehnungskoeffizient	α	1.00E-05	[1/K]	Verbundspannung	fbd	3.37 [MPa]
				Gebrauchsfestigkeit	fc	43.00 [MPa]
				Ermüdungsfestigkeit	fcd,fat	17.06 [MPa]
				Zugfestigkeit	fctd	1.27 [MPa]
				Zugbruchenergie	Gf	0.14 [N/mm]

¹ $f_c = f_{ck} \cdot \alpha_{cc}$

Arbeitslinie Gebrauchszustand	ϵ [o/oo]	σ -m[MPa]	E-t[MPa]
wird nur innerhalb des definierten	0.000	0.00	35781
Dehnungsbereichs angewendet	-0.562	-17.99	28179
	-1.123	-31.50	19765
	-1.685	-40.02	10420
	-2.246	-43.00	0
	-3.500	-26.18	-28065
		Materialsicherheit	1.50

Arbeitslinie Bruchzustand	ϵ [o/oo]	σ -u[MPa]	E-t[MPa]
wird nur innerhalb des definierten	0.000	0.00	29750
Dehnungsbereichs angewendet	-2.000	-29.75	0
	-3.500	-29.75	0
		Materialsicherheit	1.50

Arbeitslinie rechner.Mittelwerte	ϵ [o/oo]	σ -r[MPa]	E-t[MPa]
wird nur innerhalb des definierten	0.000	0.00	35781
Dehnungsbereichs angewendet	-0.562	-12.31	12892
	-1.123	-17.10	5273
	-1.685	-18.98	1837
	-2.246	-19.45	0
	-3.500	-18.05	-1929
		Materialsicherheit	(1.30)

Mat 2 B 500 A (EN 1992)

Elastizitätsmodul	E	200000	[MPa]	Materialsicherheit	1.15	[-]
Querdehnzahl	μ	0.30	[-]	Fließgrenze	fy	500.00 [MPa]
Schubmodul	G	76923	[MPa]	Druckfließgrenze	fyc	500.00 [MPa]
Kompressionsmodul	K	166667	[MPa]	Zugfestigkeit	ft	525.00 [MPa]
Nominelle Wichte	γ	78.5	[kN/m3]	Druckfestigkeit	fc	525.00 [MPa]
Rohdichte	ρ	7850.0	[kg/m3]	Bruchdehnung		25.00 [o/oo]
Ausdehnungskoeffizient	α	1.20E-05	[1/K]	Verbundwert relativ		1.00 [-]
max. Erzeugnisdicke	t-max	32.00	[mm]	Verbundwert k1 (EN1992)k1		0.80 [-]
				Verfestigungsmodul	Eh	0.00 [MPa]
				Proportionalitätsgrenzefp		500.00 [MPa]
				Schwingbreite	σ -dyn	152.17 [MPa]

Arbeitslinie Gebrauchszustand	ϵ [o/oo]	σ -m[MPa]	E-t[MPa]
wird außerhalb des definierten	1000.000	525.00	0
Dehnungsbereichs fortgesetzt	25.000	525.00	0
	2.500	500.00	1111
	0.000	0.00	200000

21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Materialien

Arbeitslinie Gebrauchszustand	ϵ [o/oo]	σ -m[MPa]	E-t[MPa]
	-2.500	-500.00	1111
	-25.000	-525.00	0
	-1000.000	-525.00	0
Materialsicherheit			1.15

Arbeitslinie Bruchzustand	ϵ [o/oo]	σ -u[MPa]	E-t[MPa]
wird außerhalb des definierten	1000.000	456.52	0
Dehnungsbereichs fortgesetzt	25.000	456.52	0
	2.174	434.78	952
	0.000	0.00	200000
	-2.174	-434.78	952
	-25.000	-456.52	0
	-1000.000	-456.52	0
Materialsicherheit			(1.15)

Arbeitslinie rechner.Mittelwerte	ϵ [o/oo]	σ -r[MPa]	E-t[MPa]
wird außerhalb des definierten	1000.000	444.23	0
Dehnungsbereichs fortgesetzt	25.000	444.23	0
	2.115	423.08	924
	0.000	0.00	200000
	-2.115	-423.08	924
	-25.000	-444.23	0
	-1000.000	-444.23	0
Materialsicherheit			(1.30)

Mat 3 C 25/30 N (EN 1992)

Elastizitätsmodul	E	31476	[MPa]	Materialsicherheit	1.50	[-]
Querdehnzahl	μ	0.20	[-]	Rechenfestigkeit ¹	21.25	[MPa]
Schubmodul	G	13115	[MPa]	Nennfestigkeit	25.00	[MPa]
Kompressionsmodul	K	17487	[MPa]	Zugfestigkeit	2.56	[MPa]
Nominelle Wichte	γ	25.0	[kN/m3]	Zugfestigkeit	1.80	[MPa]
Rohdichte	ρ	2400.0	[kg/m3]	Zugfestigkeit	3.33	[MPa]
Ausdehnungskoeffizient	α	1.00E-05	[1/K]	Verbundspannung	2.69	[MPa]
				Gebrauchsfestigkeit	33.00	[MPa]
				Ermüdungsfestigkeit	12.75	[MPa]
				Zugfestigkeit	1.02	[MPa]
				Zugbruchenergie	0.14	[N/mm]

¹ $f_c = f_{ck} * \alpha_{cc}$

Arbeitslinie Gebrauchszustand	ϵ [o/oo]	σ -m[MPa]	E-t[MPa]
wird nur innerhalb des definierten	0.000	0.00	33050
Dehnungsbereichs angewendet	-0.517	-14.77	24122
	-1.035	-25.04	15658
	-1.552	-31.04	7627
	-2.069	-33.00	0
	-3.500	-18.95	-19203
Materialsicherheit			1.50

Arbeitslinie Bruchzustand	ϵ [o/oo]	σ -u[MPa]	E-t[MPa]
wird nur innerhalb des definierten	0.000	0.00	21250
Dehnungsbereichs angewendet	-2.000	-21.25	0
	-3.500	-21.25	0
Materialsicherheit			1.50

Arbeitslinie rechner.Mittelwerte	ϵ [o/oo]	σ -r[MPa]	E-t[MPa]
wird nur innerhalb des definierten	0.000	0.00	33050
Dehnungsbereichs angewendet	-0.517	-9.38	9505
	-1.035	-12.48	3538
	-1.552	-13.62	1172
	-2.069	-13.89	0

Seite 3-421

21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Materialien

Arbeitslinie rechner.Mittelwerte	ϵ [o/oo]	σ -r[MPa]	E-t[MPa]
	-3.500	-12.78	-1297
	Materialsicherheit		(1.30)

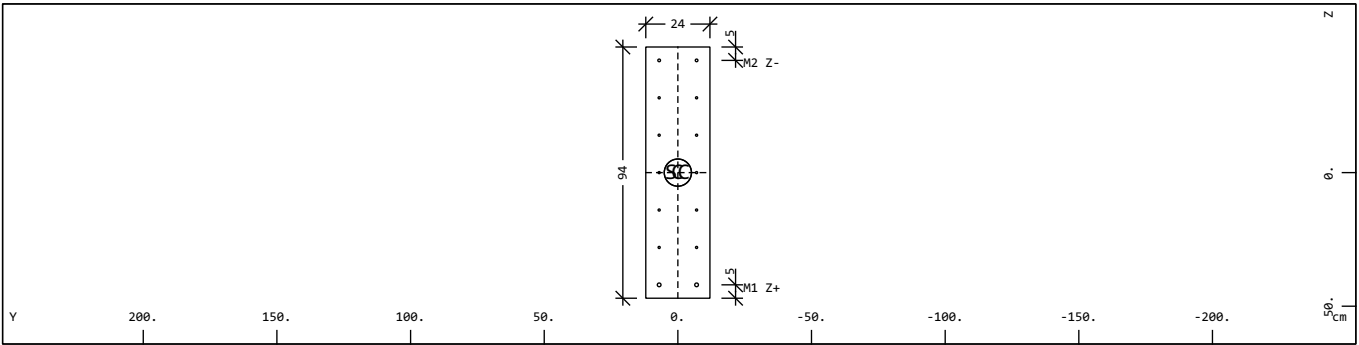


21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Querschnitte

Materialien

Mat	Materialbezeichnung
1	C 35/45 N (EN 1992)
2	B 500 A (EN 1992)
3	C 25/30 N (EN 1992)
4	KS(NA.6) 12 IIa (EN 1996)
5	C 30/37 (masselos)

Querschnitt Nr. 2 - UZ 24/94 cm



Querschnittswerte

Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[cm]	ysc[cm]	E[MPa]	g[kg/m]	I-1[m4]
MBw	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[cm]	zsc[cm]	G[MPa]		I-2[m4]
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					$\alpha[^\circ]$
1	2.2560E-01	1.880E-01	1.661E-02	0.00	0.00	34077	564.0	
2 ¹	3.635E-05	1.880E-01	1.083E-03	0.00	0.00	14199	(CENTR)	
¹ Bewehrung ist in den Querschnittswerten nicht berücksichtigt								
Mat	Materialnummer		yc[cm],zc[cm]		Ordinate des elastischen Zentrums			
A[m2]	Querschnittsfläche		ysc[cm],zsc[cm]		Ordinate des Schubmittelpunkts			
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	Schubverformungsfläche		E[MPa]		Elastizitätsmodul			
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	Flächenträgheitsmoment		g[kg/m]		längenbezogene Masse			
I-1[m4],I-2[m4], $\alpha[^\circ]$	Hauptträgheitsmomente und Winkel der Hauptachsen							
MBw	Bewehrungsmaterialnummer							
It[m4]	Torsionsträgheitsmoment							
G[MPa]	Schubmodul							



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Berechnung von Schnittkräften

Lastfall 1 (G) Eigengewicht

Faktor P und M Lasten		1.000	
Faktor Eigengewicht	EG-ZZ	1.000	
Teilsicherheitsbeiwert ungünstig		1.350	✓
Teilsicherheitsbeiwert günstig		1.000	
Kombinationsbeiwert	ψ_0	1.000 (selten)	
Kombinationsbeiwert	ψ_{1inf}	1.000 (nicht-häufig)	
Kombinationsbeiwert	ψ_1	1.000 (häufig)	
Kombinationsbeiwert	ψ_2	1.000 (quasi-ständig)	

Lastfall 2 (G) Ständige Lasten G

Faktor P und M Lasten		1.000	
Teilsicherheitsbeiwert ungünstig		1.350	✓
Teilsicherheitsbeiwert günstig		1.000	
Kombinationsbeiwert	ψ_0	1.000 (selten)	
Kombinationsbeiwert	ψ_{1inf}	1.000 (nicht-häufig)	
Kombinationsbeiwert	ψ_1	1.000 (häufig)	
Kombinationsbeiwert	ψ_2	1.000 (quasi-ständig)	

Lastfall 3 (Q_B) Veränderliche Last Q

Faktor P und M Lasten		1.000	
Teilsicherheitsbeiwert ungünstig		1.500	✓
Teilsicherheitsbeiwert günstig		0.000	
Kombinationsbeiwert	ψ_0	0.700 (selten)	
Kombinationsbeiwert	ψ_{1inf}	1.000 (nicht-häufig)	
Kombinationsbeiwert	ψ_1	0.500 (häufig)	
Kombinationsbeiwert	ψ_2	0.300 (quasi-ständig)	

Lastfall 4 (Q_B) Veränderliche Last Q

Faktor P und M Lasten		1.000	
Teilsicherheitsbeiwert ungünstig		1.500	✓
Teilsicherheitsbeiwert günstig		0.000	
Kombinationsbeiwert	ψ_0	0.700 (selten)	
Kombinationsbeiwert	ψ_{1inf}	1.000 (nicht-häufig)	
Kombinationsbeiwert	ψ_1	0.500 (häufig)	
Kombinationsbeiwert	ψ_2	0.300 (quasi-ständig)	

Lastfall 5 (Q_B) Veränderliche Last Q

Faktor P und M Lasten		1.000	
Teilsicherheitsbeiwert ungünstig		1.500	✓
Teilsicherheitsbeiwert günstig		0.000	
Kombinationsbeiwert	ψ_0	0.700 (selten)	
Kombinationsbeiwert	ψ_{1inf}	1.000 (nicht-häufig)	
Kombinationsbeiwert	ψ_1	0.500 (häufig)	
Kombinationsbeiwert	ψ_2	0.300 (quasi-ständig)	

Summe der Auflagerkräfte und Lasten

Lastfall	$\Sigma(\text{Reaktionen})$			Bezeichnung
	X[kN]	Y[kN]	Z[kN]	
	$\Sigma(\text{Lasten})$			
1	0.0	0.0	-1601.3	Eigengewicht
	0.0	0.0	1601.3	
2	0.0	0.0	-823.3	Ständige Lasten G
	0.0	0.0	823.3	
3	0.0	0.0	-570.2	Veränderliche Last Q
	0.0	0.0	570.2	
4	0.0	0.0	-213.5	Veränderliche Last Q
	0.0	0.0	213.5	
5	0.0	0.0	-242.2	Veränderliche Last Q
	0.0	0.0	242.2	



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus

Kombinationsvorschrift Nummer 1

Summe G (char.)

Lastfallauswahl

Nummer	Fakt	Typ	Bezeichnung
1	1.00	PERM	Eigengewicht
2	1.00	PERM	Ständige Lasten G
Fakt Faktor für Lastfall			
Typ Lastfalltyp			
PERM ständige Last einwirkungsweise			

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
3197	1	MAX-PTZ FEDE Federkräfte
3198	1	MIN-PTZ FEDE Federkräfte
3167	1	MAX-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
3168	1	MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus

Kombinationsvorschrift Nummer 2

Summe Q (char.)

Lastfallauswahl

Nummer	Fakt	Typ	Bezeichnung
3	1.00	PERM	Veränderliche Last Q
4	1.00	PERM	Veränderliche Last Q
5	1.00	PERM	Veränderliche Last Q
Fakt Faktor für Lastfall			
Typ Lastfalltyp			
PERM ständige Last einwirkungsweise			

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
4197	2	MAX-PTZ FEDE Federkräfte
4198	2	MIN-PTZ FEDE Federkräfte
4167	2	MAX-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
4168	2	MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus

Kombinationsvorschrift Nummer 104

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

Act	Part LF	Überlagerungsfaktoren							Fakt	Typ	Bezeichnung
		$\gamma-u$	$\gamma-f$	$\gamma-a$	ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_{1inf}			
G	G	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			Eigengewicht
	1								1.00	PERM	Eigengewicht
	2								1.00	PERM	Ständige Lasten G
Q_B	Q	1.50	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00			Nutzlast Büros Kat. B
	3								1.00	COND	Veränderliche Last Q
	4								1.00	COND	Veränderliche Last Q
	5								1.00	COND	Veränderliche Last Q
Act		Einwirkung							Fakt Faktor für Lastfall		
Part		Einteilung der Einwirkung							Typ Lastfalltyp		
$\gamma-u, \gamma-f, \gamma-a$		Teilsicherheitsfaktoren ungünstig/günstig/außergewöhnlich							PERM ständige Last einwirkungsweise		
$\psi_0, \psi_1, \psi_2, \psi_{1inf}$		Kombinationsbeiwerte							COND bedingte Last		
LF		Lastfallnummer									

Erzeugte Lastfälle

Nummer	Kombination	Bezeichnung
2155	104	MAX-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2156	104	MIN-PZ KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2157	104	MAX-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2158	104	MIN-MX KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2159	104	MAX-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2160	104	MIN-MY KNOT Auflagerkräfte in Knoten
2167	104	MAX-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
2168	104	MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
2169	104	MAX-M RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
2170	104	MIN-M RAND Verteilte Auflagerreaktionen in Randelementen
2101	104	MAX-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2102	104	MIN-MXX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2103	104	MAX-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2104	104	MIN-MYY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2105	104	MAX-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2106	104	MIN-MXY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2107	104	MAX-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2108	104	MIN-VX QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2109	104	MAX-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2110	104	MIN-VY QUAD Schnittgrößen in Flächenelementen
2101	104	MAX-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
2102	104	MIN-MXX QUAK Schnittgrößen in Knoten
2103	104	MAX-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2104	104	MIN-MYY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2105	104	MAX-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2106	104	MIN-MXY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2107	104	MAX-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
2108	104	MIN-VX QUAK Schnittgrößen in Knoten
2109	104	MAX-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2110	104	MIN-VY QUAK Schnittgrößen in Knoten
2125	104	MAX-VZ STAB Kräfte in Stabelementen
2126	104	MIN-VZ STAB Kräfte in Stabelementen
2127	104	MAX-MT STAB Kräfte in Stabelementen
2128	104	MIN-MT STAB Kräfte in Stabelementen

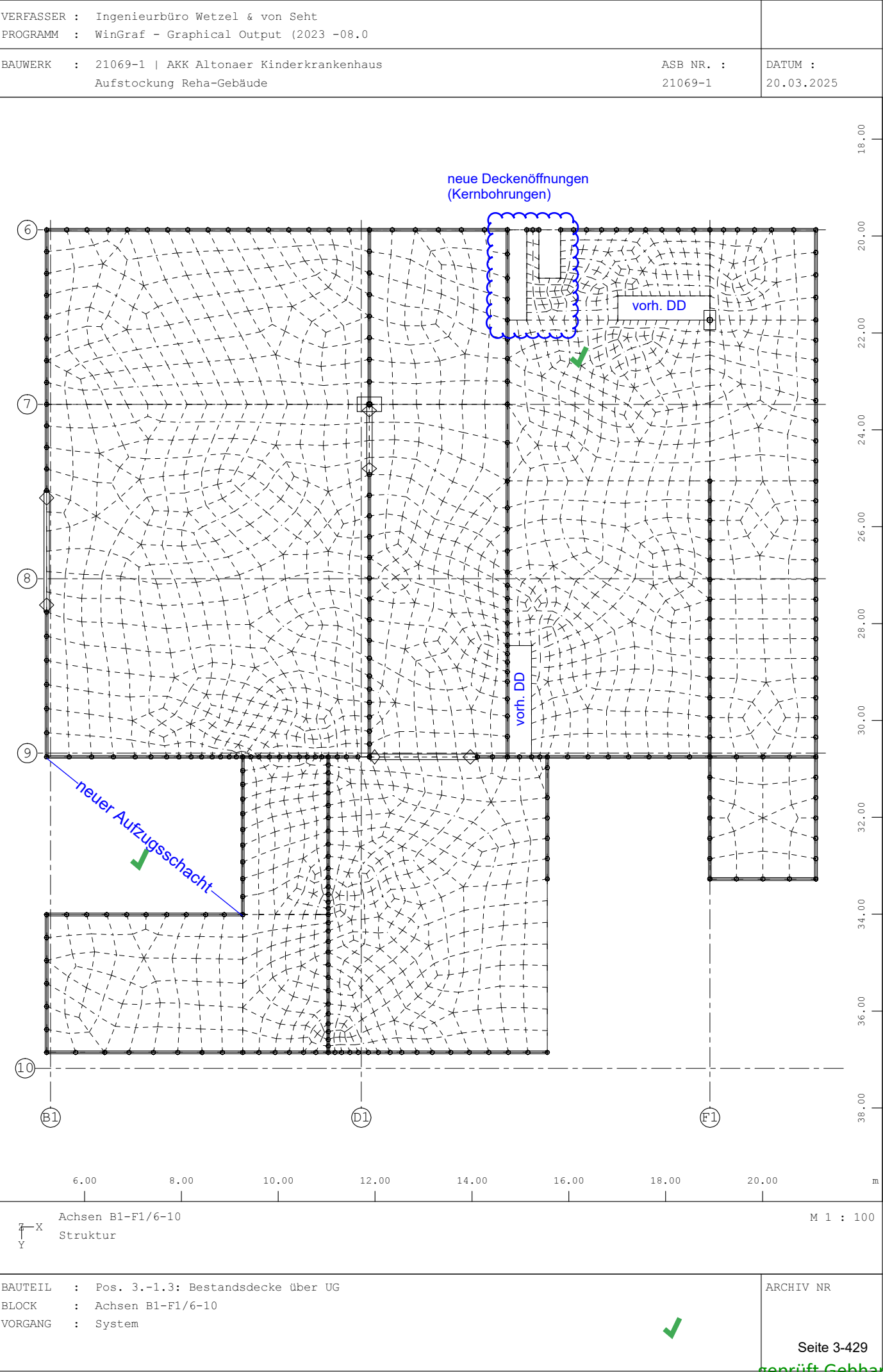


21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus

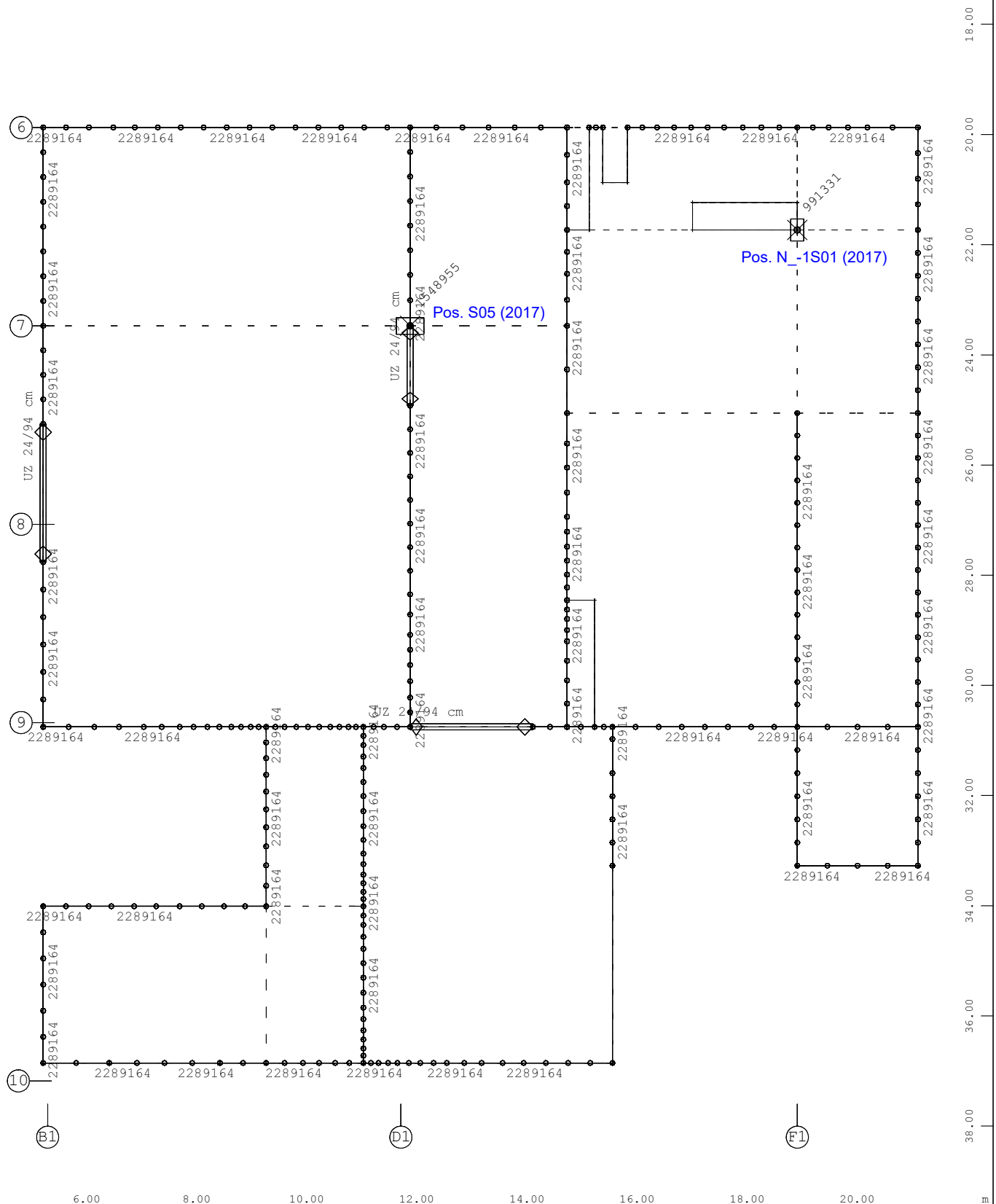
Erzeugte Lastfälle


Nummer	Kombination	Bezeichnung
2129	104	MAX-MY STAB Kräfte in Stabelementen
2130	104	MIN-MY STAB Kräfte in Stabelementen









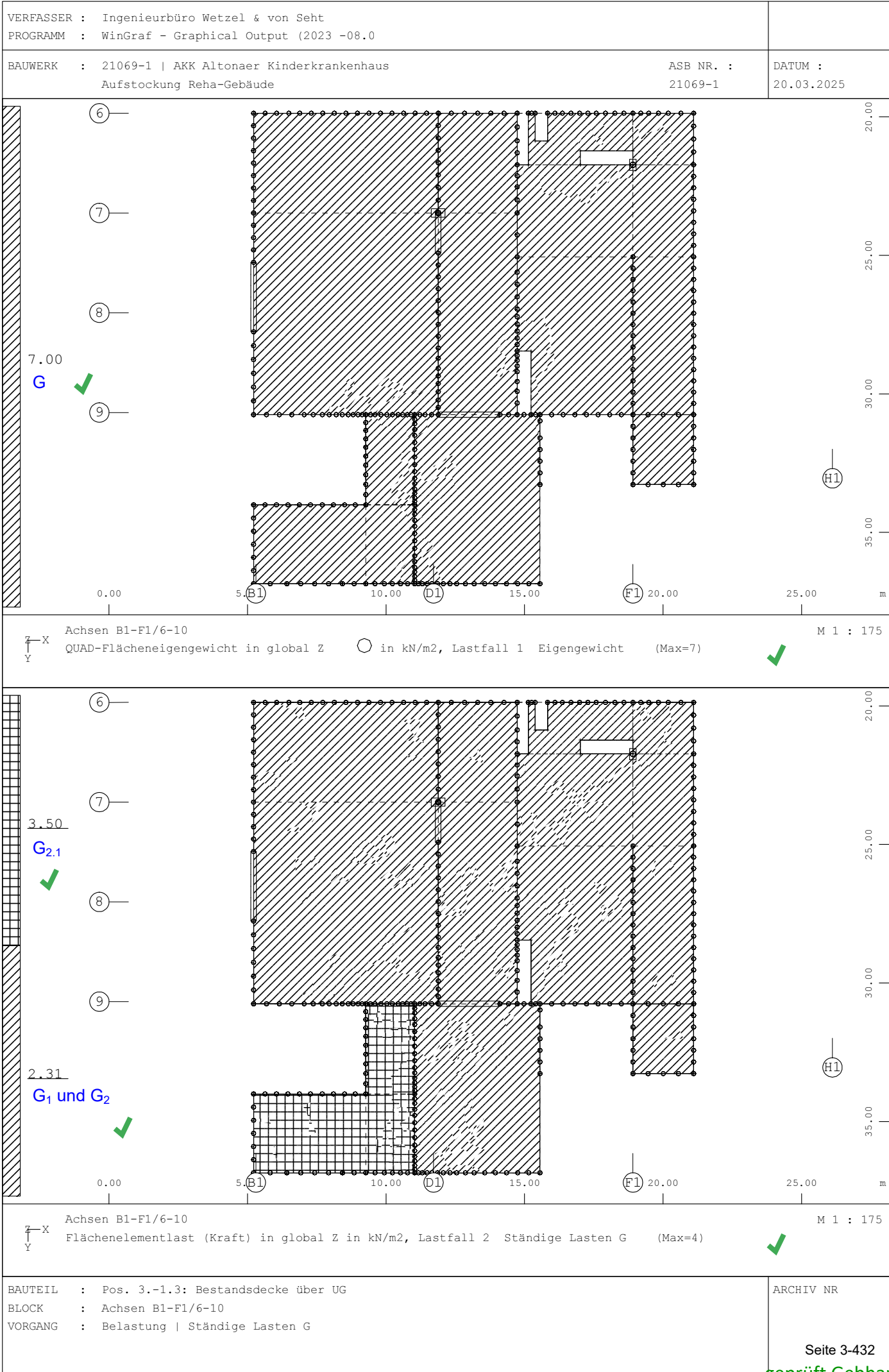
Achsen B1-F1/6-10
 Randbettung in global Z in kN/m2 (Max=2289164)
 Federkonstante, 1 cm im Raum = 1000000 kN/m (Max=1548955)
 Stabelemente , Querschnittsbezeichnungen

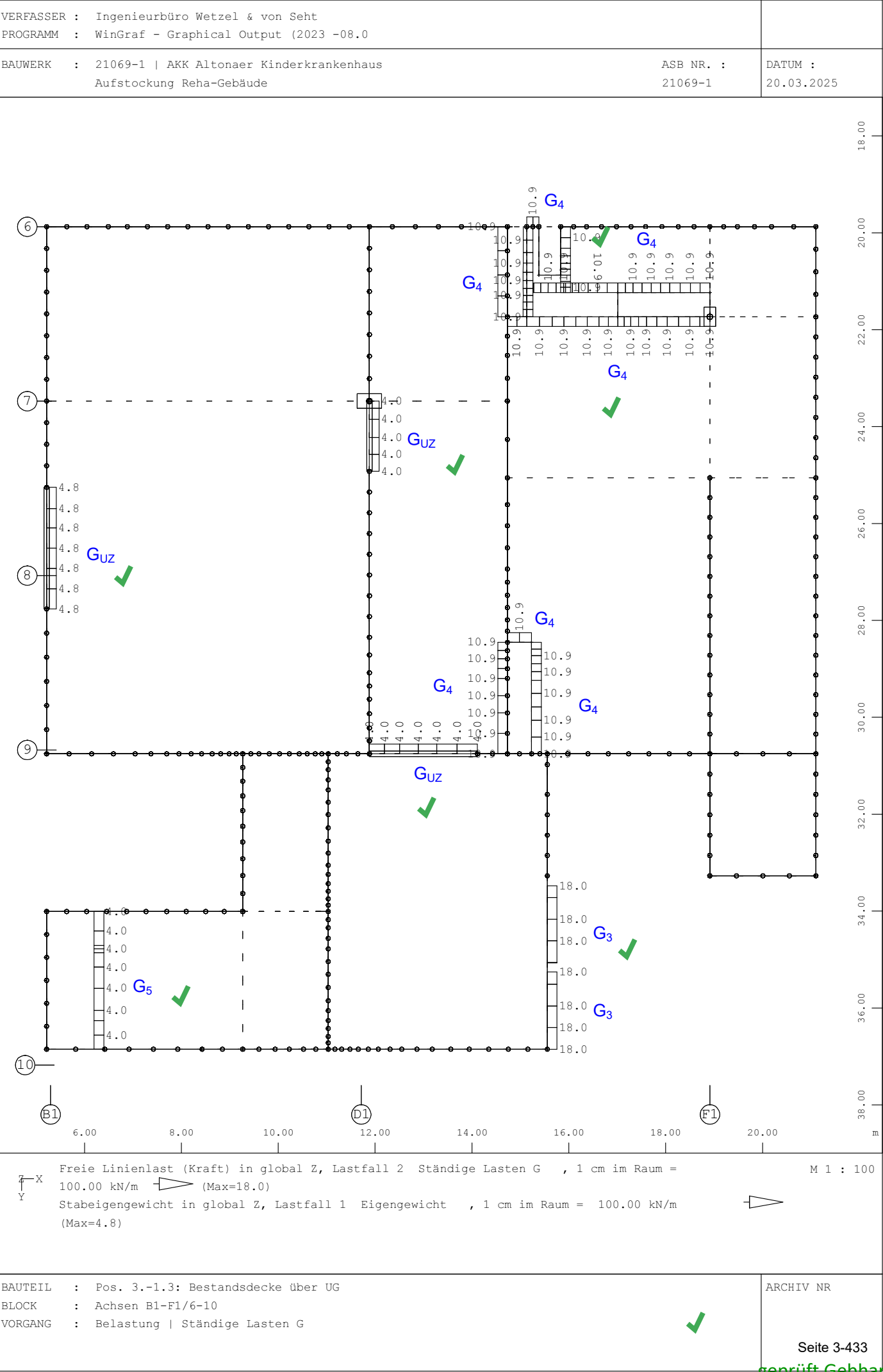
M 1 : 100

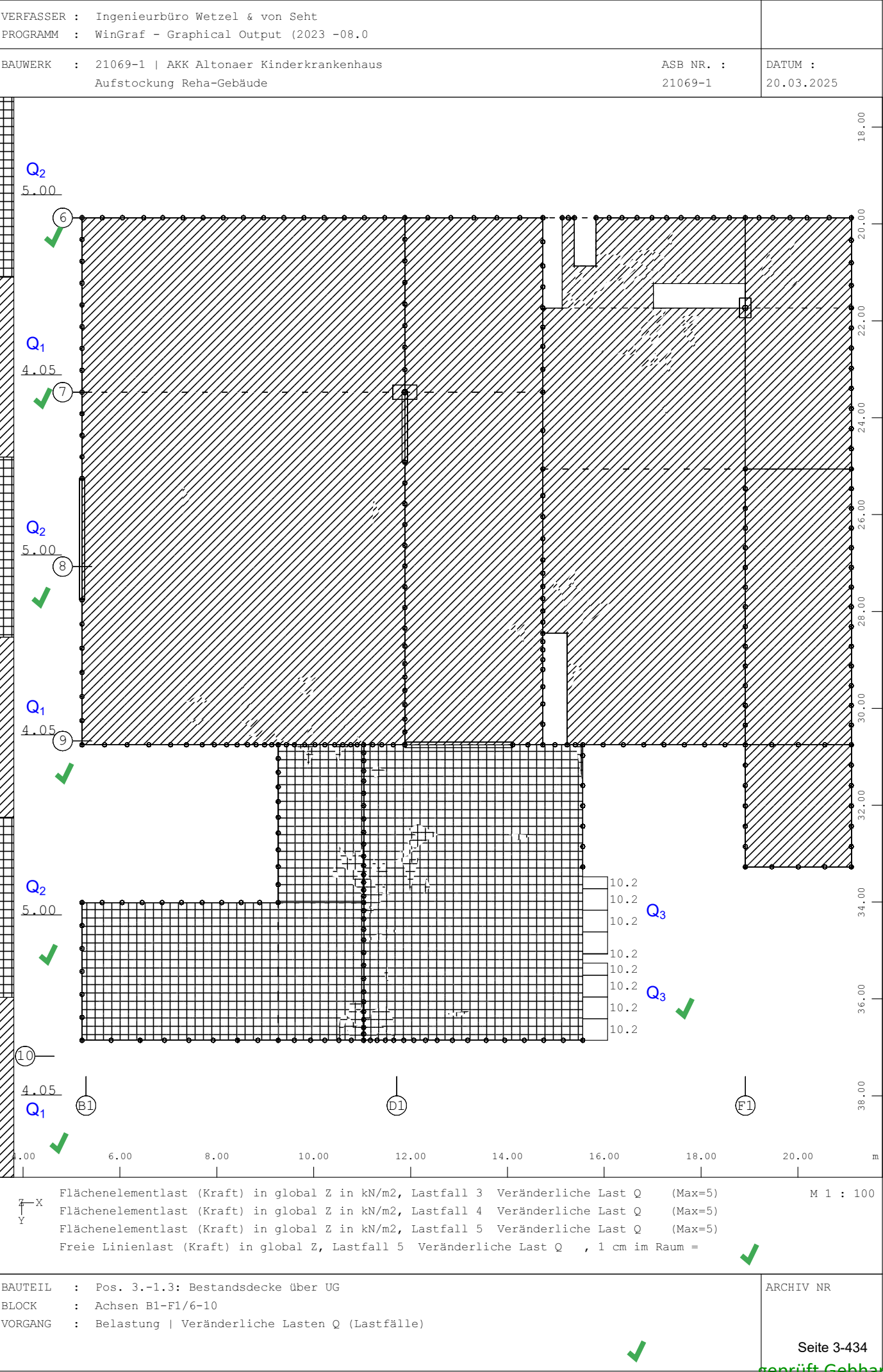
BAUTEIL	:	Pos. 3.-1.3: Bestandsdecke über UG
BLOCK	:	Achsen B1-F1/6-10
VORGANG	:	System

ARCHIV NR

Seite 3-431







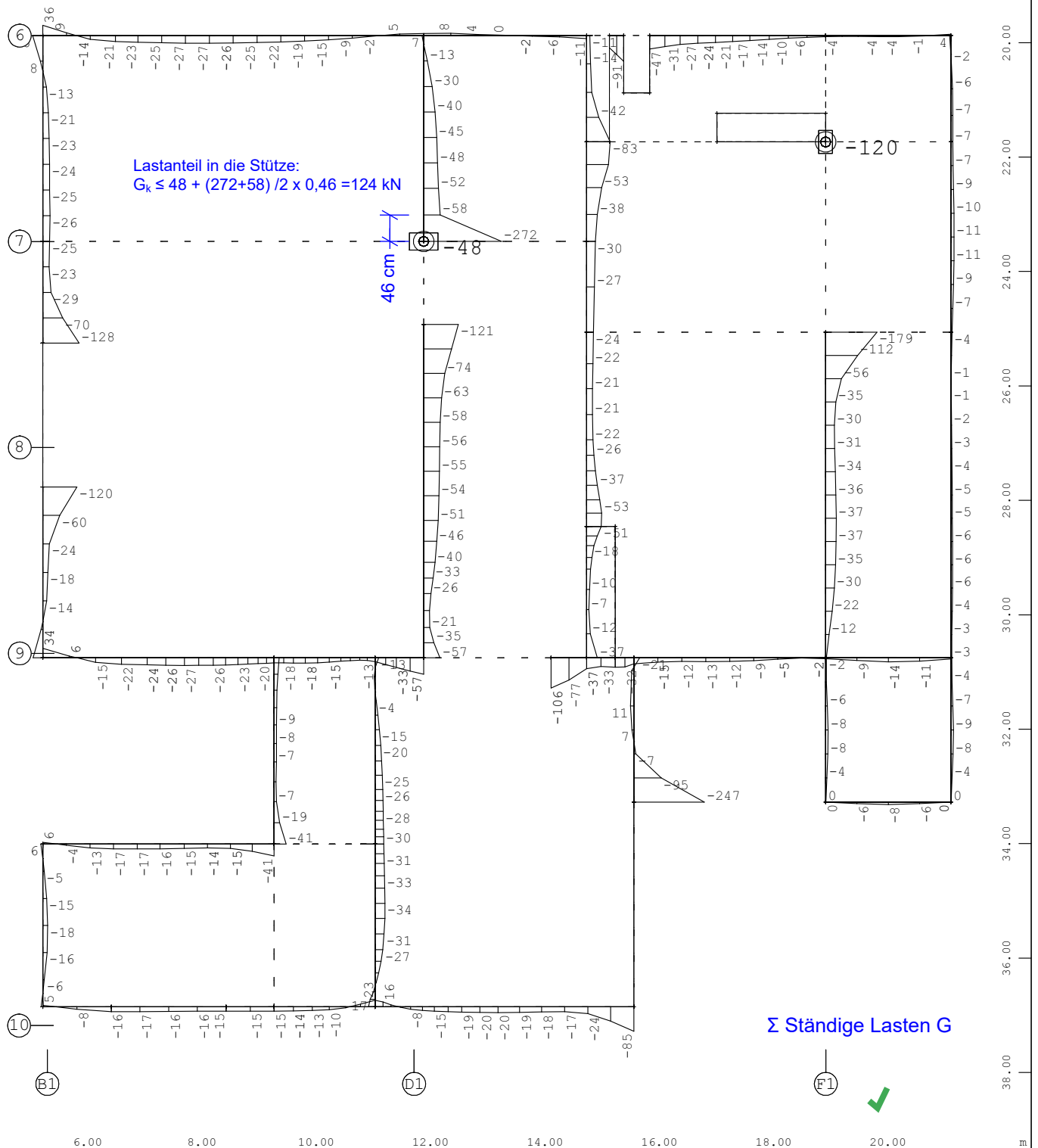
geprüft Gebhart




Auflagerkräfte


- Charakteristische Auflagerkräfte aus den ständig einwirkenden Lasten (G_k)
- Charakteristische Auflagerkräfte aus den veränderlich einwirkenden Lasten (Q_k)





Achsen B1-F1/6-10

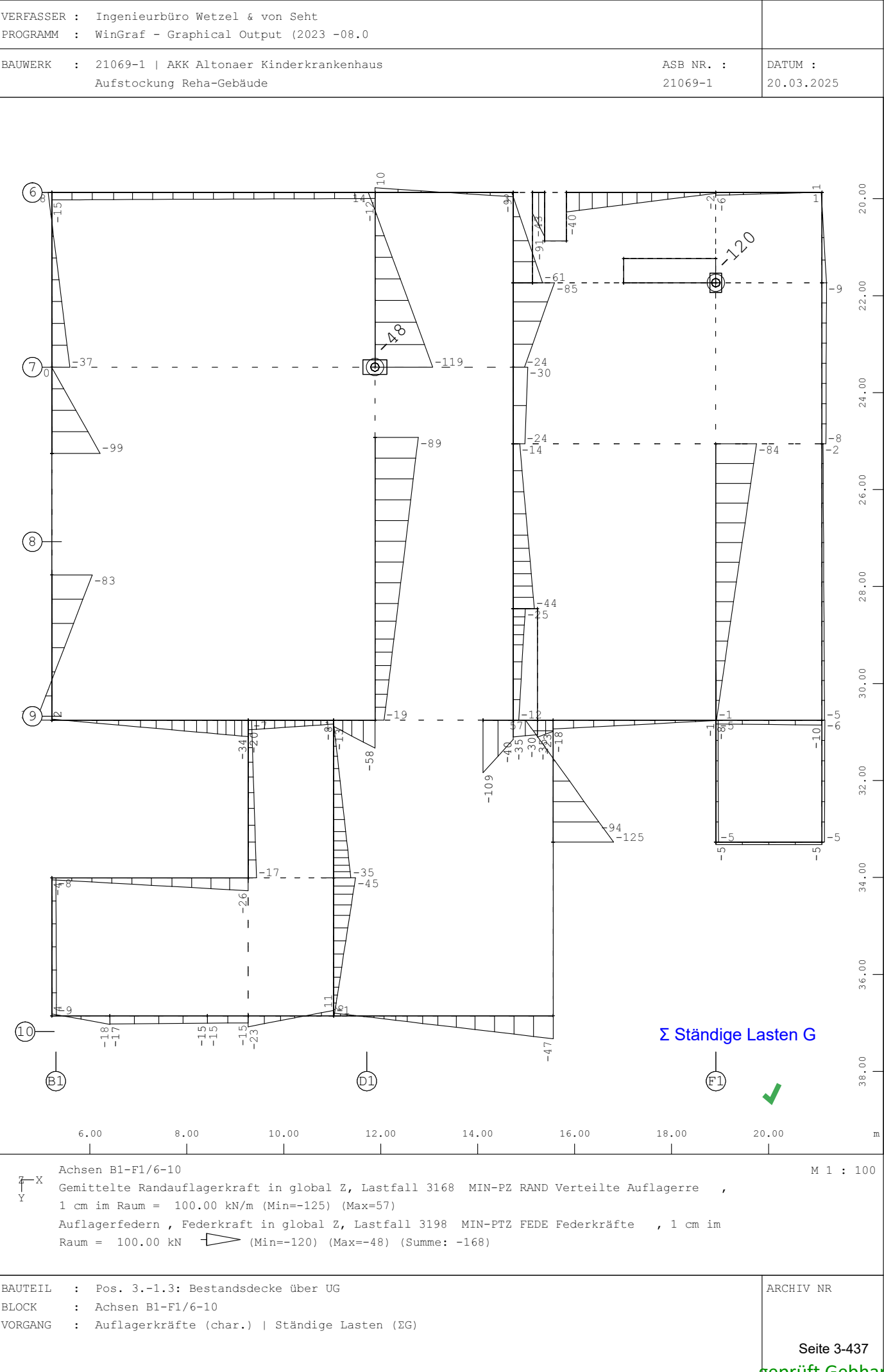
 Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 3168 MIN-PZ RAND Verteilte Auflagerre , 1 cm im
Raum = 200.00 kN/m (Min=-272) (Max=36)

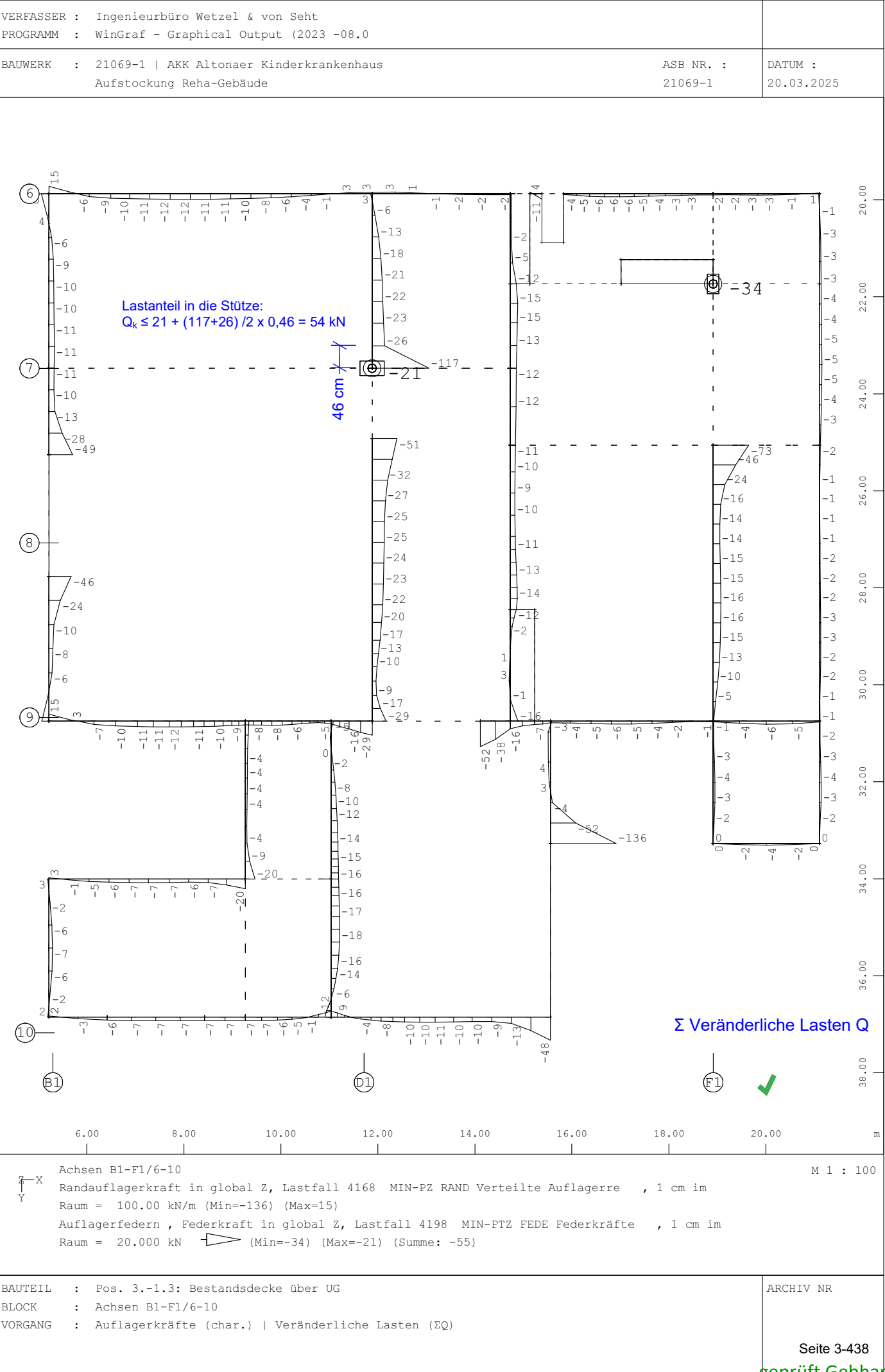
Auflagerfedern , Federkraft in global Z, Lastfall 3198 MIN-PTZ FEDE Federkräfte , 1 cm im
Raum = 100.00 kN  (Min=-120) (Max=-48) (Summe: -168)

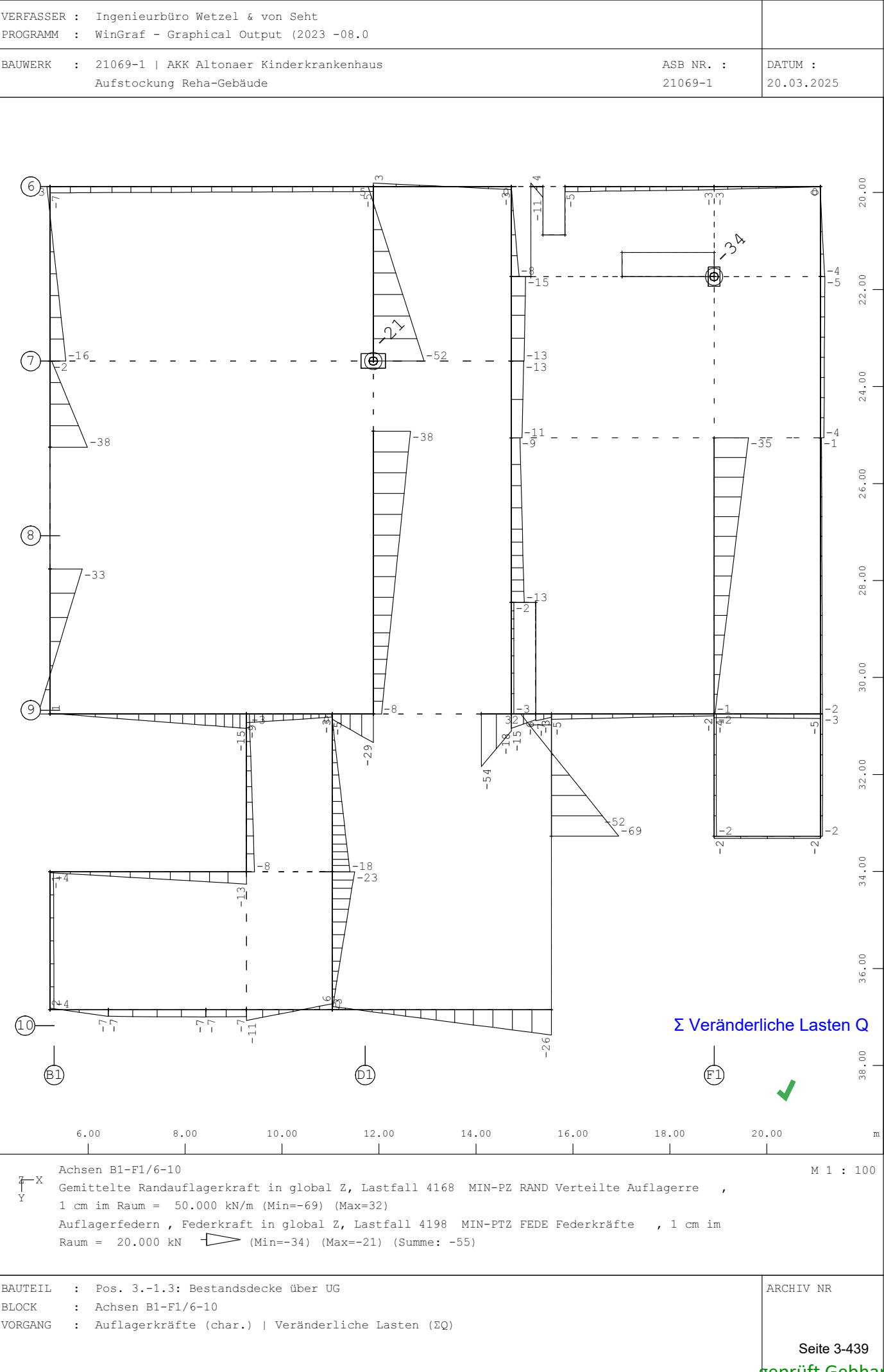
M 1 : 100

BAUTEIL	: Pos. 3.-1.3: Bestandsdecke über UG
BLOCK	: Achsen B1-F1/6-10
VORGANG	: Auflagerkräfte (char.) Ständige Lasten (EG)

ARCHIV NR









Nachweis der erforderlichen und vorhandenen Biegebewehrung

- Bemessungsparameter der FEM-Berechnung
- Erforderliche Gesamtbewehrung aus der Biegebemessung (Übersicht)
- Erforderliche Zulagen unter Abzug der vorhandenen Grundbewehrung

Querkraftbemessung und Durchstanznachweise

- Ausgabe der Bemessungsquerkräfte $V_{Ed} > V_{Rd,ct}$
- Erforderliche Querkraftbewehrung
- Nachweis der Sicherheit gegen Durchstanzen



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
 Bemessungsparameterliste

Bewehrungsparameter zweilagige Bewehrung

Auswahl Grp Elem Nr. Nr.	Abstand		Durchmesser		Rissbreite		Stahlspannung		Mindestbew.	
	d1-o 2.Lage	d1-u 2.Lage	ds-o 2.Lage	ds-u 2.Lage	wk-o 2.Lage	wk-u 2.Lage	sigso 2.Lage	sigsu 2.Lage	aso 2.Lage	asu 2.Lage
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[cm ² /m]	[cm ² /m]
für alle	42.0	56.0	14	14	0.40	0.40	360.00	360.00	10.26	10.26
	47.0	61.0	14	14	0.40	0.40	360.00	360.00	10.26	10.26
3	30.0	44.0	14	14	0.40	0.40	320.00	320.00	10.26	10.26
	30.0	44.0	14	14	0.40	0.40	320.00	320.00	10.26	10.26
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.



21069-1 | AKK Altonaer Kinderkrankenhaus
Bruchbemessung

Norm

EuroNorm: DIN EN 1992-1-1/NA:2013, DIN EN 1993-1-1/NA:2018, DIN EN 1994-1-1/NA:2010 (Germany) V 2023
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

Materialien

MAT	fck [MPa]	fc [MPa]	fctm [MPa]	fy [MPa]	ft [MPa]	eps,ud [o/oo]	minQ	Art
1	35.00	29.75	3.21				0.00	
2				500.00	525.00	25.0		
3	25.00	21.25	2.56				0.00	
5	30.00	25.50	2.90				0.00	

MAT	Materialnummer	ft	Zugfestigkeit des Betonstahls
fck	Nennfestigkeit des Betons	eps,ud	Grenzdehnung - begrenzt auf max. 0.9*50 o/oo
fc	Rechenfestigkeit des Betons	minQ	minimale Querbewehrung
fctm	Zugfestigkeit des Betons	Art	Charakter der Belastung
fy	Fließgrenze des Betonstahls		

Abminderung der Betondruckfestigkeit bei Querkzug = 25.0 [o/o]

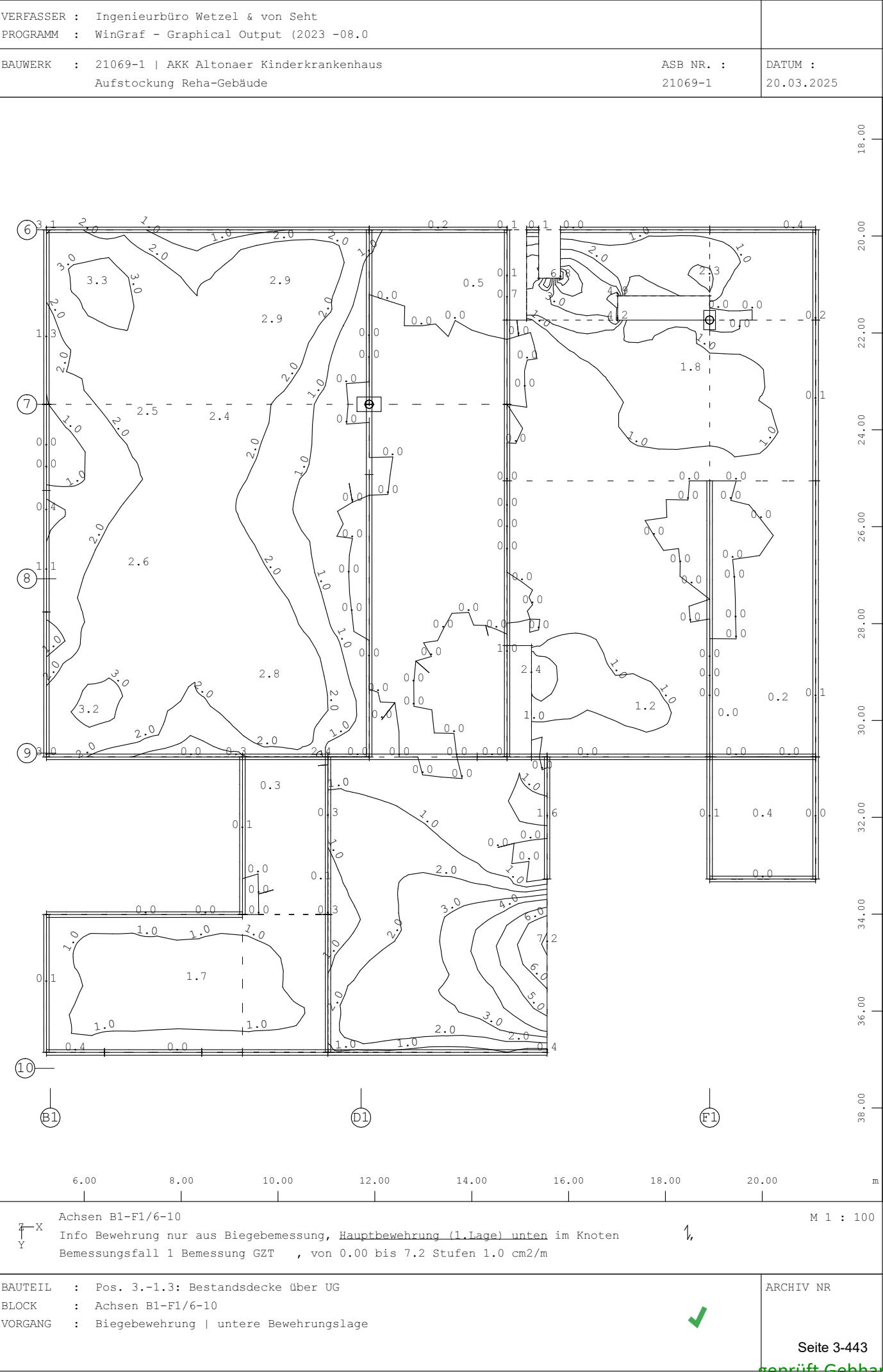
Material-Sicherheitsbeiwerte:

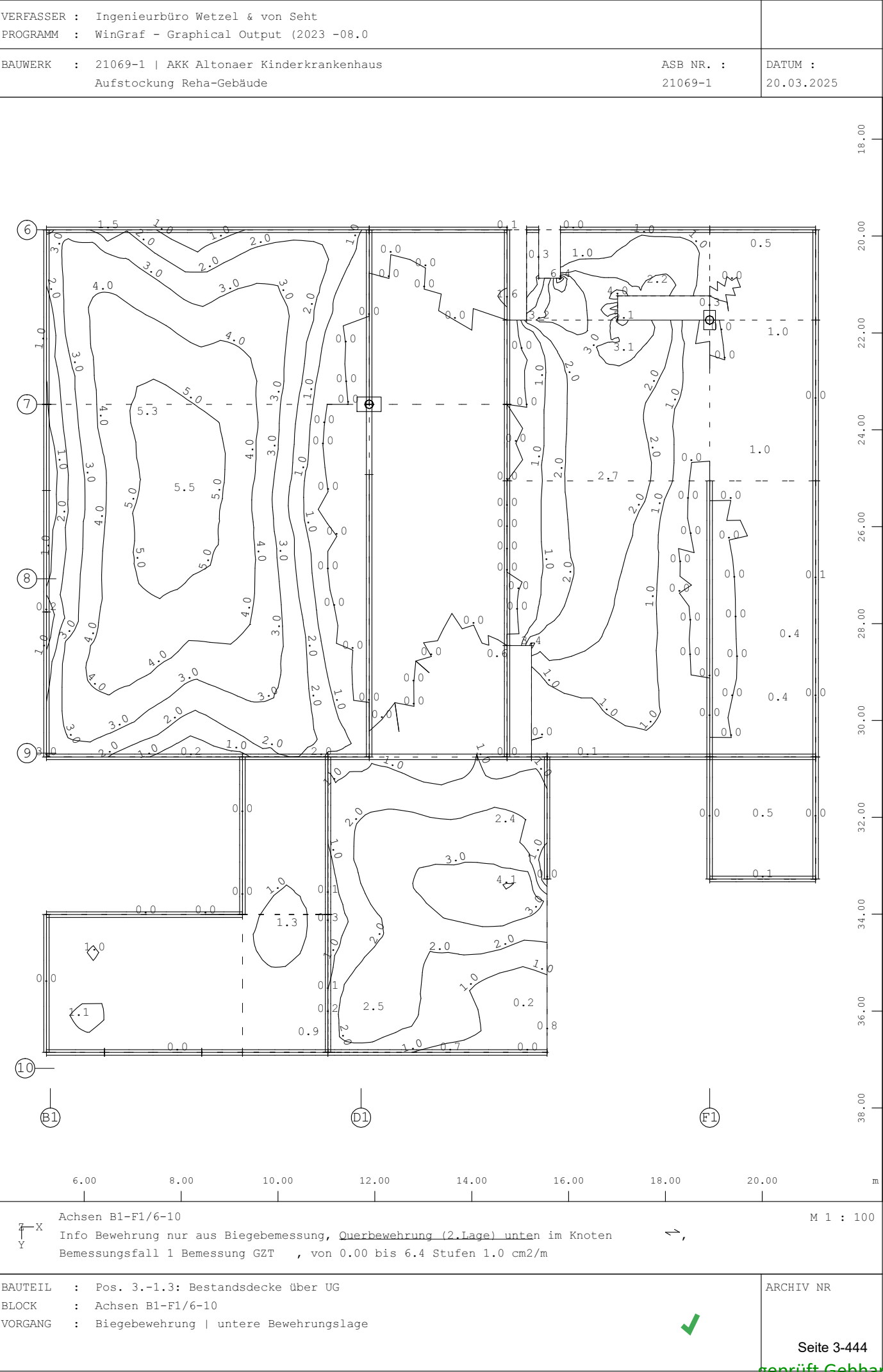
MAT	Beton SC1	SC2	Stahl SS1	SS2
1	1.50	1.50		
2			1.15	1.15
3	1.50	1.50		
5	1.50	1.50		

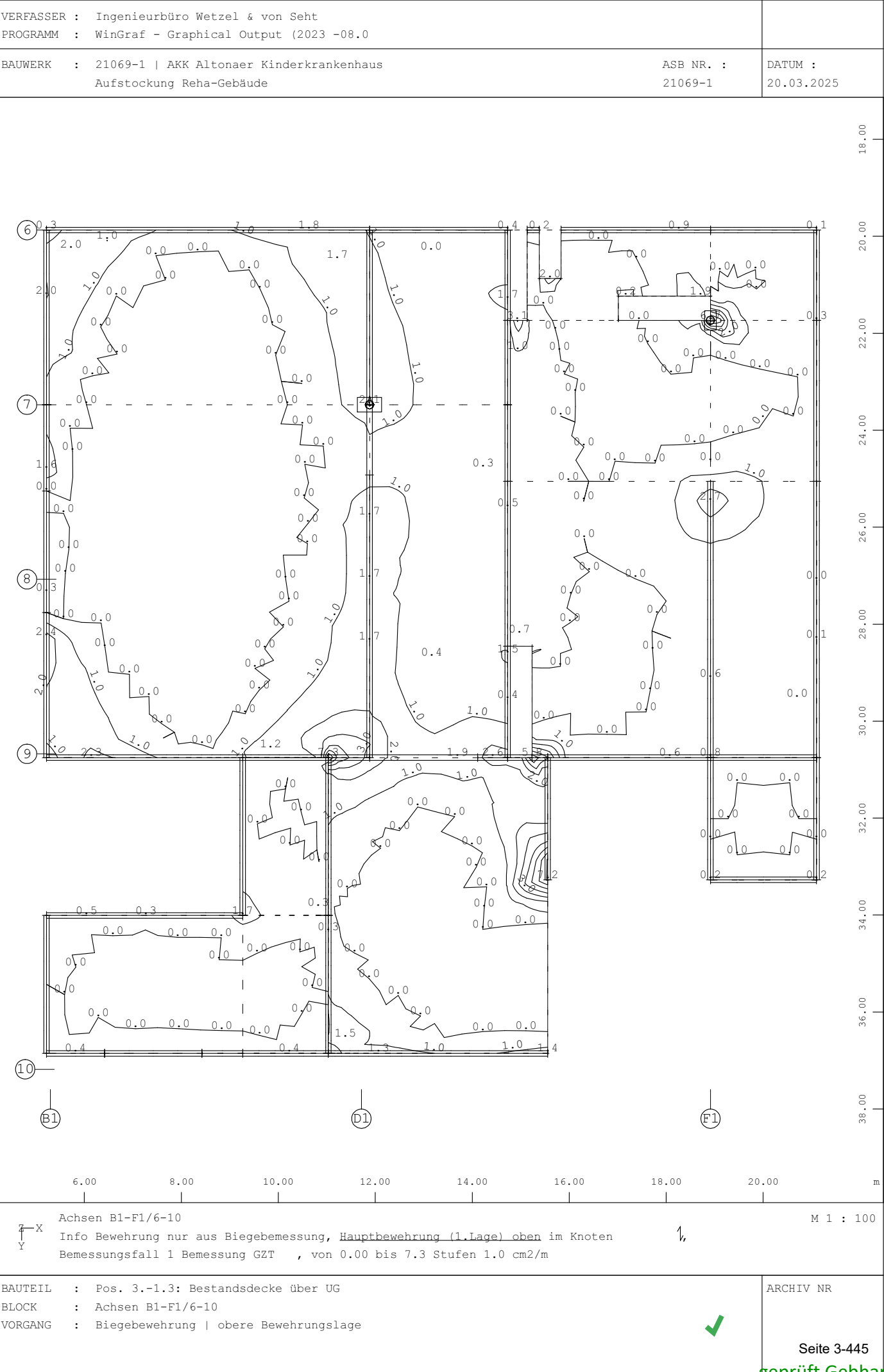
MAT	Materialnummer
Beton SC1	Materialsicherheit SC1/SC2 = Biegeglieder/Druckglieder
Stahl SS1	Materialsicherheit Betonstahl Biegeglieder/Druckglieder

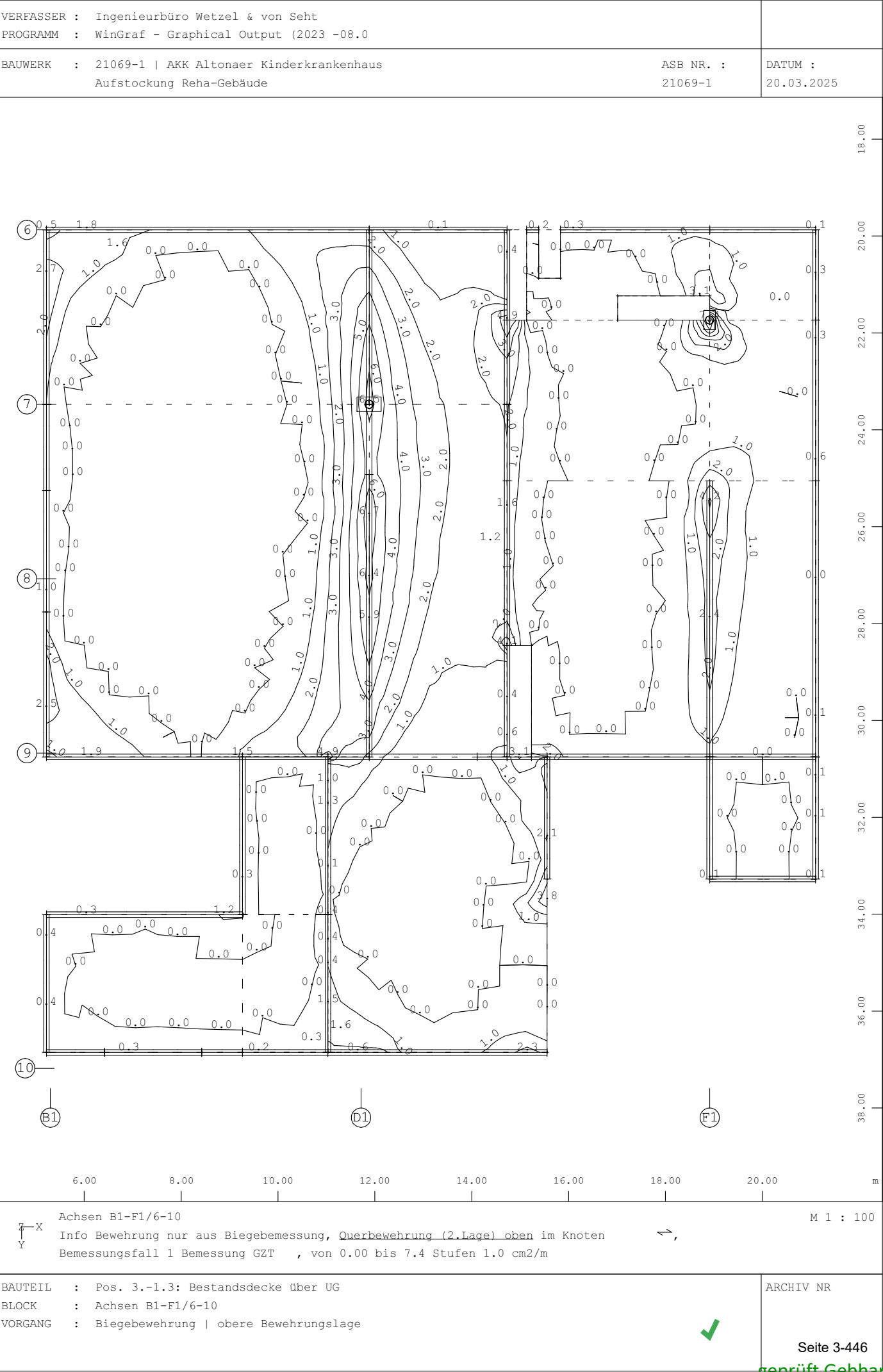
Bei direkter Lagerung wird die Querkraft von 1.0*d bis zum Auflagerrand linear auf 70% reduziert.
Der Nachweis der Betondruckstrebe erfolgt ohne Reduktion am Auflagerrand.
Beim Durchstanznachweis wird, falls erforderlich, die Biegebewehrung bis 1.50% erhöht, um auf Schubbewehrung verzichten zu können [Eingabe DUST...RO_V].
Ausserhalb der Durchstanzbereiche wird hierzu bei der normalen Plattenschubbe-
messung der Biegebewehrungsgrad bis maximal 0.20% erhöht [Eingabe STEU...RO_V].

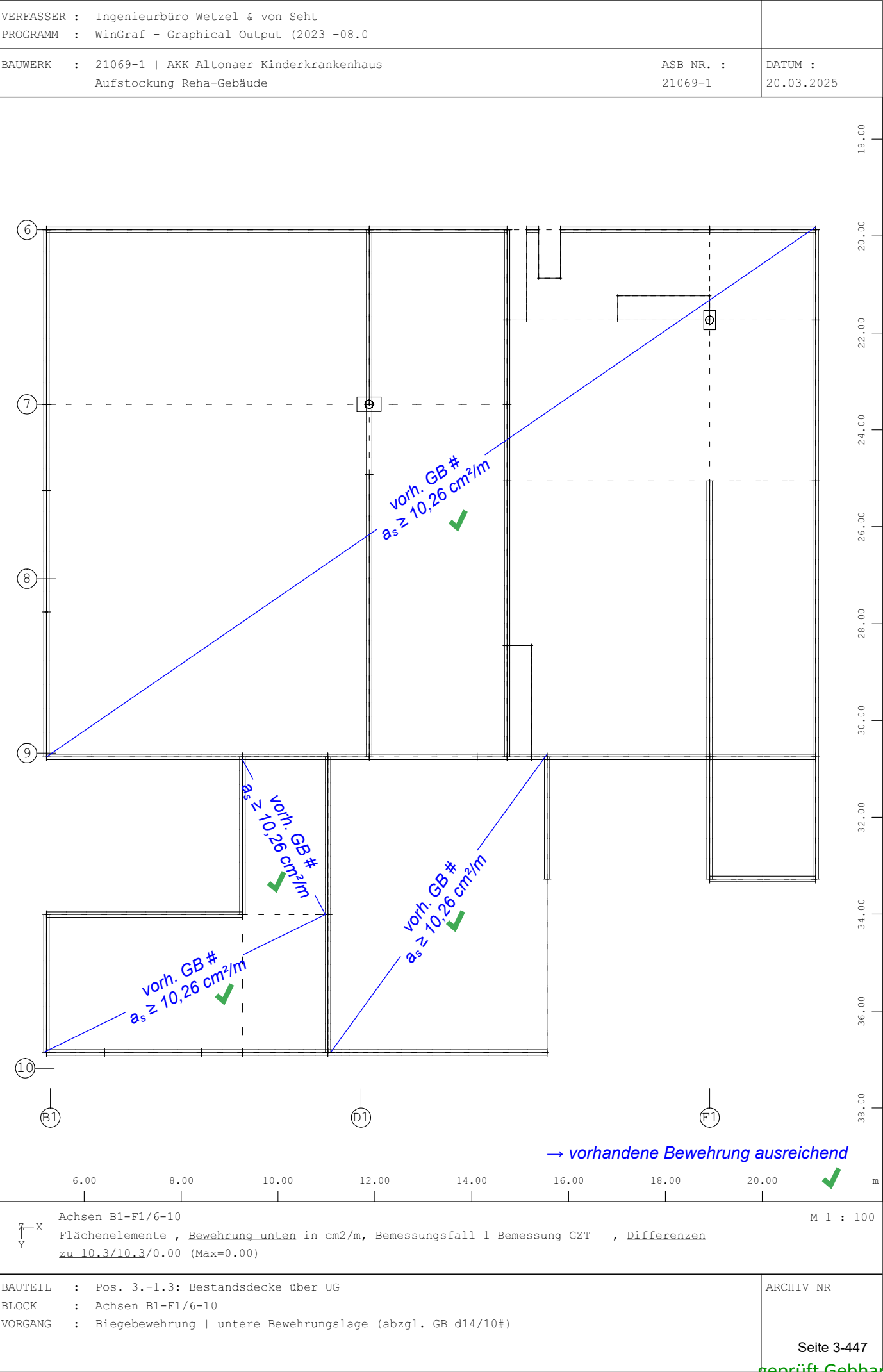


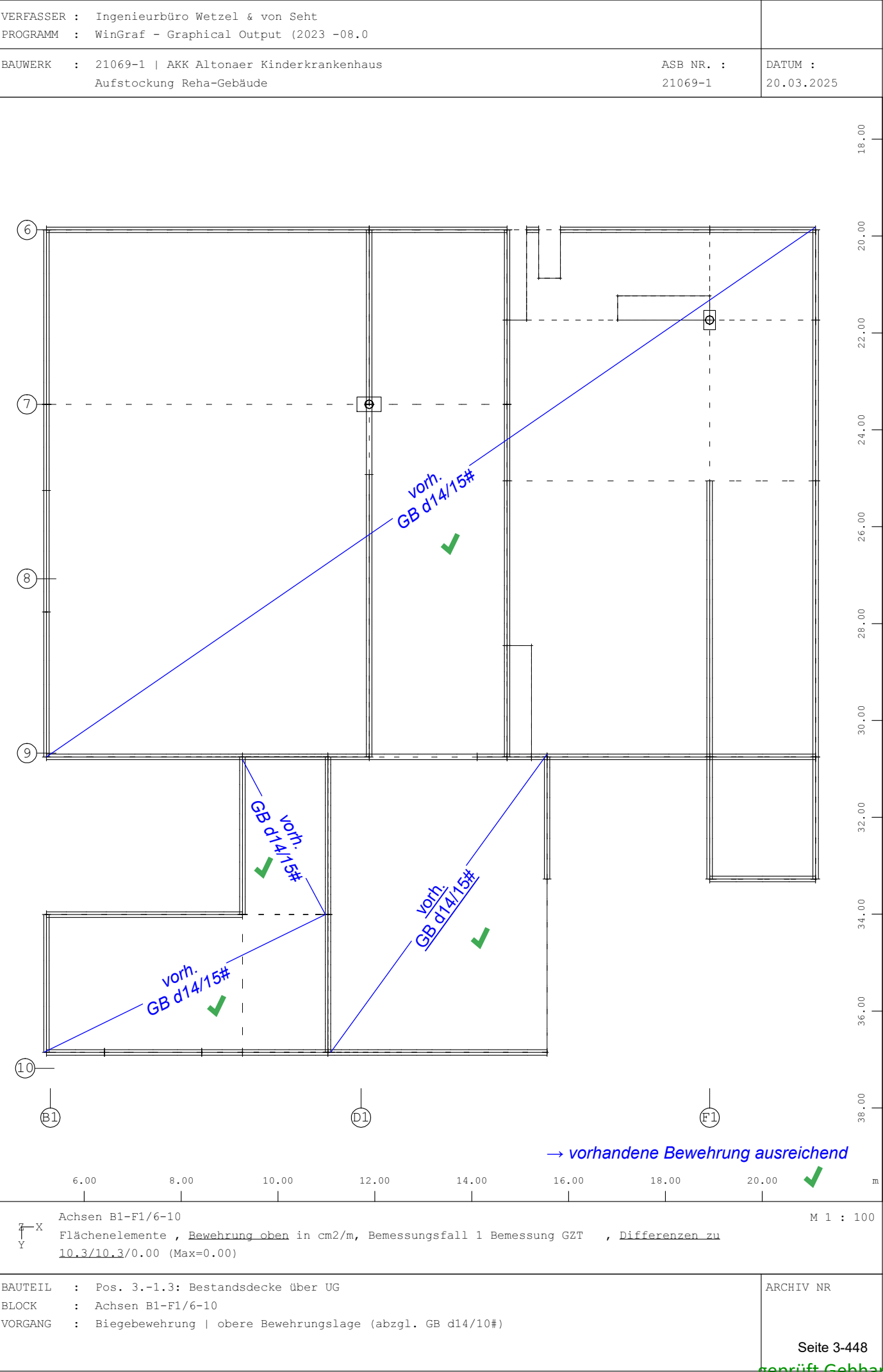


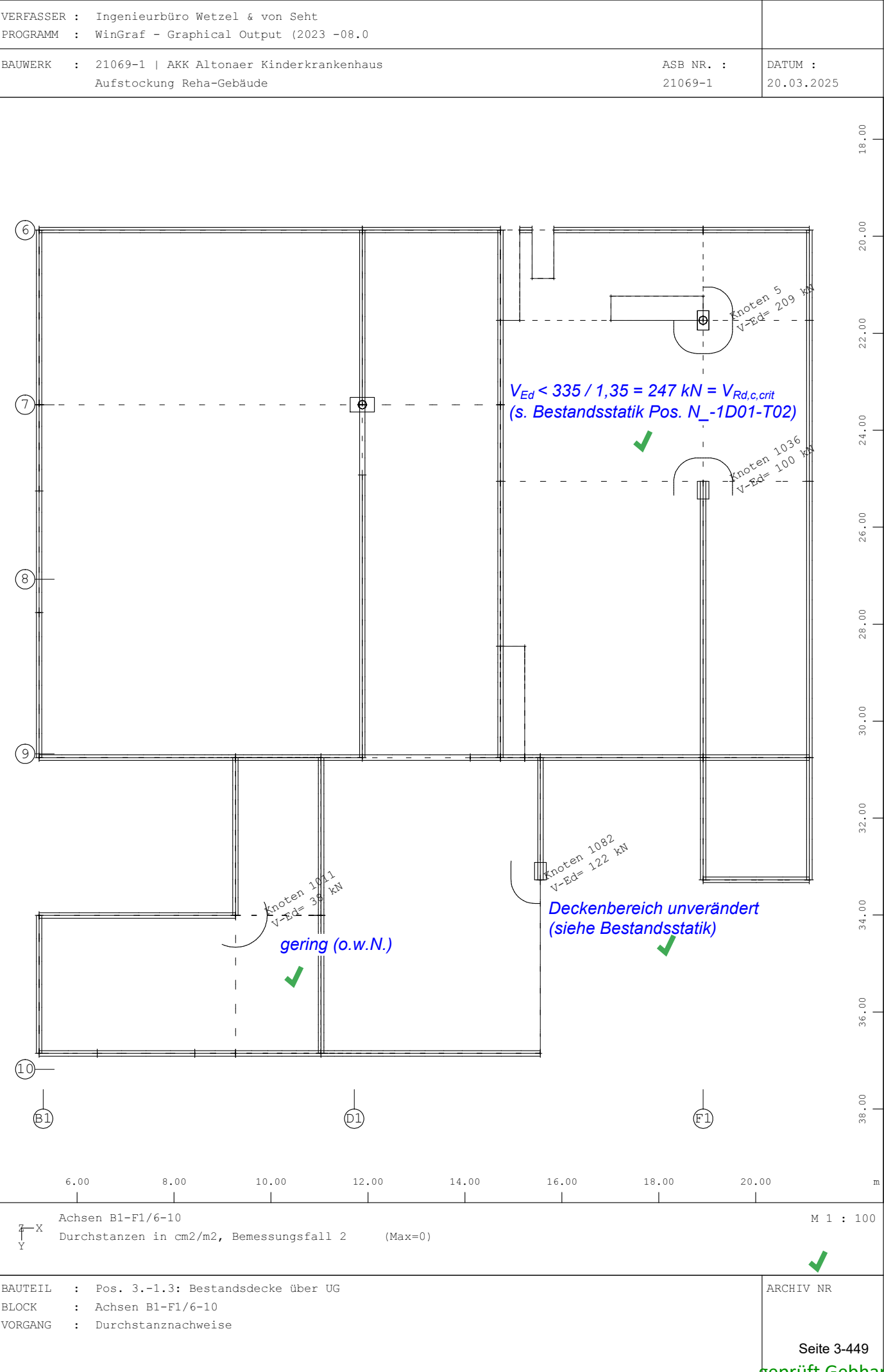


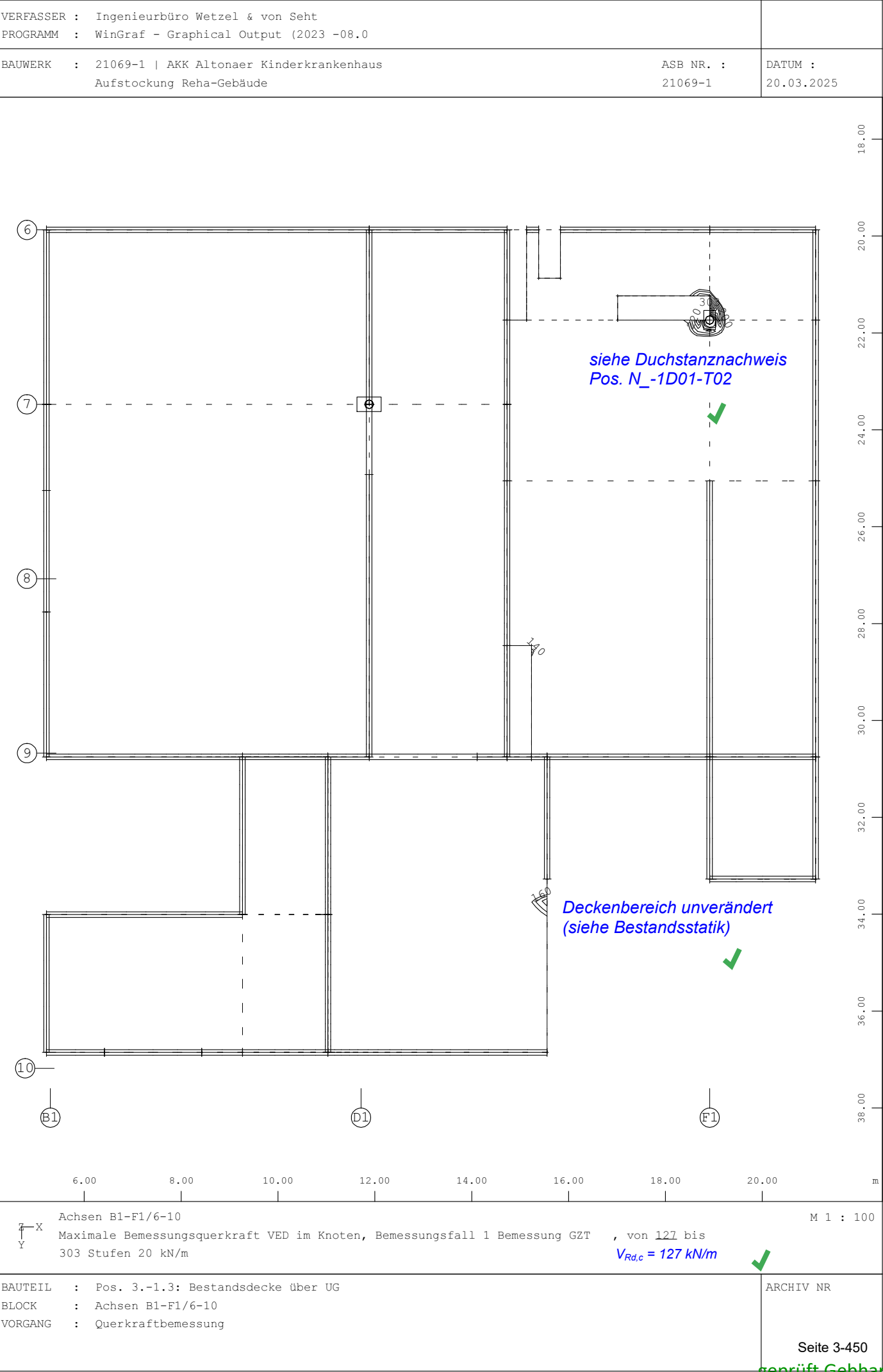


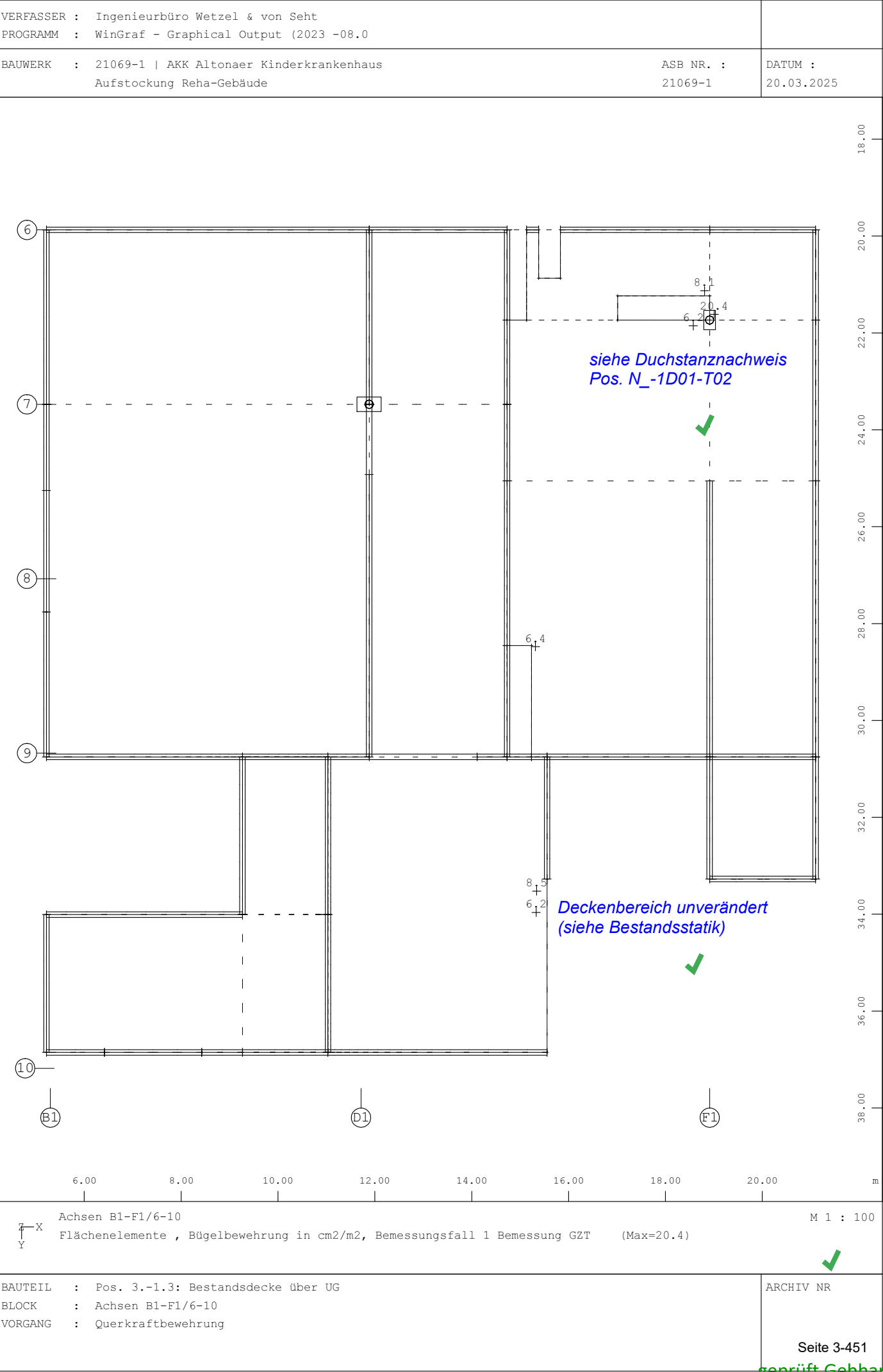














Schlussblatt zur statischen Berechnung

Heft 3 – Decken und Balken

Leistungsphase 4 - Genehmigungsplanung

Seiten	3-1 bis 3-452
Anlagen	Siehe Inhaltsverzeichnis
Bearbeitet von	Jörg Herfurth Bernd von Seht
WvS-Projektnr.	21069-1
Hamburg	25. März 2025

WETZEL & VON SEHT

Beratende Ingenieure Partnerschaft mbB
Prüfingenieure für Bautechnik VPI



info@wvs.eu
www.wvs.eu

Allgemeine Bauartgenehmigung

Eine vom Bund und den Ländern gemeinsam
getragene Anstalt des öffentlichen Rechts

**Zulassungs- und Genehmigungsstelle
für Bauprodukte und Bauarten**

Datum:

Geschäftszeichen:

22.10.2024

I 11-1.15.10-43/24

Nummer:

Z-15.10-368

Antragsteller:

CONSOLIS DW SYSTEMBAU GMBH

Stockholmer Straße 1
29640 Schneverdingen

Geltungsdauer

vom: **22. Oktober 2024**

bis: **25. November 2027**

Gegenstand dieses Bescheides:

**Decken und Dächer aus Spannbeton-Hohlplatten
Typ BRESPA**

Der oben genannte Regelungsgegenstand wird hiermit allgemein bauaufsichtlich genehmigt.
Dieser Bescheid umfasst 8 Seiten und vier Anlagen.
Diese allgemeine Bauartgenehmigung ersetzt die allgemeine Bauartgenehmigung Nr. Z-15.10-368
vom 3. Mai 2023.

DIBt

gesehen Gebhart

I ALLGEMEINE BESTIMMUNGEN

- 1 Mit der allgemeinen Bauartgenehmigung ist die Anwendbarkeit des Regelungsgegenstandes im Sinne der Landesbauordnungen nachgewiesen.
- 2 Dieser Bescheid ersetzt nicht die für die Durchführung von Bauvorhaben gesetzlich vorgeschriebenen Genehmigungen, Zustimmungen und Bescheinigungen.
- 3 Dieser Bescheid wird unbeschadet der Rechte Dritter, insbesondere privater Schutzrechte, erteilt.
- 4 Dem Anwender des Regelungsgegenstandes sind, unbeschadet weitergehender Regelungen in den "Besonderen Bestimmungen", Kopien dieses Bescheides zur Verfügung zu stellen. Zudem ist der Anwender des Regelungsgegenstandes darauf hinzuweisen, dass dieser Bescheid an der Anwendungsstelle vorliegen muss. Auf Anforderung sind den beteiligten Behörden ebenfalls Kopien zur Verfügung zu stellen.
- 5 Dieser Bescheid darf nur vollständig vervielfältigt werden. Eine auszugsweise Veröffentlichung bedarf der Zustimmung des Deutschen Instituts für Bautechnik. Texte und Zeichnungen von Werbeschriften dürfen diesem Bescheid nicht widersprechen, Übersetzungen müssen den Hinweis "Vom Deutschen Institut für Bautechnik nicht geprüfte Übersetzung der deutschen Originalfassung" enthalten.
- 6 Dieser Bescheid wird widerruflich erteilt. Die Bestimmungen können nachträglich ergänzt und geändert werden, insbesondere, wenn neue technische Erkenntnisse dies erfordern.
- 7 Dieser Bescheid bezieht sich auf die von dem Antragsteller im Genehmigungsverfahren zum Regelungsgegenstand gemachten Angaben und vorgelegten Dokumente. Eine Änderung dieser Genehmigungsgrundlagen wird von diesem Bescheid nicht erfasst und ist dem Deutschen Institut für Bautechnik unverzüglich offenzulegen.

II BESONDERE BESTIMMUNGEN

1 Regelungsgegenstand und Anwendungsbereich

(1) Der Regelungsgegenstand ist die Planung, Bemessung und Ausführung von Decken und Dächern die aus Spannbeton-Hohlplatten des mit sofortigem Verbund vorgespannten Typs BRESPA hergestellt werden.

(2) Die Decken und Dächer dürfen nur mit statischen und quasi-statischen Einwirkungen nach DIN EN 1990:2010-12, 1.5.3.11 und 1.5.3.13 im Sinne von vorwiegend ruhenden Einwirkungen gemäß DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04, NA 1.5.2.6 belastet werden.

Die maximal, gleichmäßig verteilte Nutzlast ist im Allgemeinen auf 10 kN/m² zu beschränken. Für Decken und Dächer unter Verwendung von Spannbeton-Hohlplatten mit einer Dicke $d \geq 250$ mm ist die maximal, gleichmäßig verteilte Nutzlast auf 12,5 kN/m² zu beschränken.

Die Decken dürfen im Brandfall durch schwere Feuerwehrfahrzeuge befahren werden, wenn:

- die Platten für den Lastfall Radlasten und den Lastfall gleichmäßig verteilte Ersatzlasten bemessen wurden,
- eine mindestens 7 cm dicke, durchgehende, bewehrte Ortbetonschicht eingebaut wurde,
- nicht vorwiegend ruhende Verkehrslasten (z. B. Lieferfahrzeuge für Heizöl) ausgeschlossen sind,

Die Decken und Dächer dürfen entsprechend der nach Abschnitt 2.2.8 ermittelten Feuerwiderstandsdauer dort zur Ausführung kommen, wo feuerhemmende¹, hochfeuerhemmende¹ oder feuerbeständige¹ Bauteile gefordert sind.

2 Bestimmungen für Planung, Bemessung und Ausführung

2.1 Planung

(1) Die Decken und Dächer sind unter Beachtung der Technischen Baubestimmungen zu planen, sofern im Folgenden nichts anderes bestimmt ist.

(2) Der Bescheid erfasst keine Decken und Dächer mit einer statisch mitwirkenden Ortbetonschicht (Aufbeton), Hohlplatten-Verbunddecken und massive Decken.

(3) Für die Decken und Dächer sind ausschließlich die Spannbeton-Hohlplatten Typ BRESPA nach Anlage 1 (ohne thermische Vorspannung, ohne ausgefüllte Hohlräume oder massivem Querschnitt) zu verwenden.

(4) Der Bescheid schließt Passplatten, die ausschließlich im Herstellwerk aus den Regelquerschnitten gefertigt wurden, ein. Eine dreiseitige Auflagerung von Passplatten mit Breiten von weniger als 60 cm oder weniger als drei Stegen ist mit dem Bescheid nicht erfasst.

(5) Der Fugenmörtel muss die Anforderungen nach DIN 1045-2, 5.3.8 erfüllen und muss mindestens der Festigkeitsklasse C12/15 und darf maximal der Festigkeitsklasse C50/60 entsprechen.

(6) Für die Fugenbewehrung ist Betonstabstahl B500B nach DIN 488-1 oder allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung / allgemeiner Bauartgenehmigung zu verwenden.

¹ Bauaufsichtliche Anforderungen, Klassen und erforderliche Leistungsangaben gemäß der Technischen Regel A 2.2.1.2 (Anhang 4) der Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB), Ausgabe 2021/1, s. www.dibt.de

2.2 Bemessung

2.2.1 Allgemeines

(1) Die Decken und Dächer sind unter Beachtung der Technischen Baubestimmungen zu bemessen, sofern im Folgenden nichts anderes bestimmt ist.

(2) Der Nachweis der Standsicherheit der Decken und Dächer ist im Zusammenwirken der Spannbeton-Hohlplatten zu erbringen. Die Bestimmungen gemäß Anlage 2 sind dabei zu beachten. Soweit nicht anders festgelegt, gilt DIN EN 1992-1-1 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA und DAfStb-Heft 600.

(3) Nachweise zum Durchstanzen sind durch diesen Bescheid nicht erfasst. Die Nachweise nach DIN EN 1992-1-1, 6.4 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA sind nicht anzuwenden. Dies gilt auch für Bereiche mit ausbetonierten Hohlkammern.

2.2.2 Ringanker

(1) In jeder Deckenebene ist stets ein Ringanker nach DIN EN 1992-1-1, 9.10.2.2 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA anzuordnen. Die Ermittlung der erforderlichen Ringankerbewehrung ist nach der Scheibentheorie unter Berücksichtigung der Fugen oder an Ersatzsystemen, z. B. Bogen-Zugband- oder Fachwerkmodell vorzunehmen - siehe hierzu Erläuterungen im DAfStb-Heft 288.

(2) Bei Decken mit einer Nutzlast $q_k \geq 2,75 \text{ kN/m}^2$ ist zusätzlich zur Ringankerbewehrung für die Querkraftübertragung über die ausbetonierten Längsfugen in den Längs- und Quersfugen eine durchlaufende und kraftschlüssig verankerte Bewehrung zur Aufnahme der Horizontalkomponente der Fugenquerkräfte nach DIN EN 1992-1-1, 10.9.3 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA unter Beachtung von DIN EN 1992-1-1, 9.10.2.3 (1), (4) und (5) in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA, NDP Zu 9.10.2.3 (4) anzuordnen. Jedoch sind Schweiß- und Bolzenverbindungen nach DIN EN 1992-1-1, 10.9.3, Abbildung b) wegen der fehlenden Querbewehrung in den Platten und bewehrter Aufbeton nach DIN EN 1992-1-1, 10.9.3, Abbildung c) durch diesen Bescheid nicht erfasst.

Bei zweiseitiger Lagerung der Deckenelemente darf die zu übertragende Fugenquerkraft nach DIN EN 1992-1-1, 10.9.3 (5) in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA, NCI Zu 10.9.3 (5) bestimmt werden. Bei drei- und vierseitiger Lagerung der Spannbeton-Hohlplattendecke sind die Fugenquerkräfte in Anlehnung an die Plattentheorie festzulegen (siehe Anlage 4). Die Angaben von DIN EN 1992-1-1, 9.10 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA und DIN EN 1992-1-1, 10.9.7 sind zu beachten.

(3) Bei Anforderungen an den Brandschutz sind die Ausführungen zum Ringanker unter Abschnitt 2.2.8 (6) zu beachten.

2.2.3 Plattenauflagerung

Die Auflagertiefe ist nach DIN EN 1992-1-1, 10.9.5 unter Berücksichtigung von DIN EN 1992-1-1, 10.9.4.2 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA zu ermitteln. Falls die Verankerung der Spannglieder nach DIN EN 1992-1-1/NA, NCI Zu 8.10.2.3 (4) nachzuweisen ist, kann sich für den rechnerischen Überstand der Spannglieder über die Auflagervorderkante ein größerer Wert ergeben.

2.2.4 Mitwirkende Lastverteilungsbreite

Sofern kein genauerer Nachweis erbracht wird, darf die mitwirkende Lastverteilungsbreite für ungleichmäßig verteilte Lasten wie bei einer Ortbetonplatte nach DAfStb-Heft 240 nachgewiesen werden. Für Einzel- und Linienlasten am Rand eines Deckenfeldes darf für b_m nicht mehr als 1,0 m angesetzt werden, sofern kein genauerer Nachweis für die Querverteilung geführt wird. Für die in DIN EN 1992-1-1/NA, NCI zu 6.3.1.2 (8) geregelten Anwendungsfälle dürfen ungleich verteilte Lasten auch durch Zuschläge zur gleichmäßig verteilten Verkehrslast berücksichtigt werden.

2.2.5 Nachweis der Schubtragfähigkeit der Längsfugen

(1) Für das Zusammenwirken in einer Geschossdecke ist die Querkraftübertragung zwischen den Platten nachzuweisen. Ein Aufbeton darf bei diesem Nachweis auf der Widerstandsseite nicht berücksichtigt werden.

Der Nachweis der Querverteilung nach DIN EN 1992-1-1, 10.9.3 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA ist mit der Begrenzung der Fugenscherkraft V_k unter einfachen Einwirkungen ($\gamma_F = 1,0$) auf die in Tabelle 1 angegebenen Werte und mit dem Nachweis der Aufnahme der Zugkräfte nach Absatz (2) erbracht. Die Fugenscherkraft aus Einzellasten im Plattenfeld darf nach folgender Gleichung ermittelt werden:

$$V_k = E_k \left(1 - \frac{a_f}{1,2} \right) \cdot \left(\frac{1}{a_f + 3h} \right) \quad [\text{kN/m}]$$

mit:

E_k charakteristischer Wert der Einwirkungen (Einzellast) [kN]
 a_f Abstand der Einzellast von der belasteten Fuge [m]
 h Plattendicke [m]

Tabelle 1: Maximale Fugenscherkräfte für die Regelquerschnitte nach Anlage 1, Abschnitt 1 und Passplatten nach Anlage 1, Abschnitt 2 unter einfachen Einwirkungen ($\gamma_F = 1,0$)

Plattendicke h [cm]	15	20	26	32
		22	26,5	40
$_{zul}V_k$ [kN/m]	13	18	23 ¹⁾	28
¹⁾ gilt nicht für den Querschnitt A26Q				

(2) Bei der Bemessung der horizontalen Ringanker rechtwinklig zu den Längsfugen ist zusätzlich die aus der Fugenscherkraft resultierende Zugkraftkomponente zu berücksichtigen, wobei eine Druckstrebenneigung von 60° angenommen werden darf.

2.2.6 Begrenzung der Querdruckspannungen im Auflagerbereich

Der Nachweis zur Begrenzung der Querdruckspannungen in den Plattenstegen aus Wandaufasten ist nach DIN EN 1992-1-1, 6.5.2 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA zu führen. Dabei ist im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Druckspannung auf $0,75 f_{cd}$ zu begrenzen.

2.2.7 Biegeeweiche Auflagerung

Bei Auflagerung auf biegeweichen Trägern sind folgende Bestimmungen zu beachten:

1. Der Bemessungswert der auf den Querschnitt einwirkenden Querkraft V_{Ed0} darf nicht größer sein als 50 % des Bemessungswertes der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,c}$ ($V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{Rd,c}$).
2. Die Durchbiegung des Trägers unter einfachen Einwirkungen ($\gamma_F = 1,0$) darf den Wert $l/300$ nicht überschreiten.

Die Spannbeton-Hohlplatten sind auf einem Elastomerstreifen zu lagern. Die Elastomerstreifen sind bei Stahlträgern an der Vorderkante der Trägerflansche bündig und ansonsten unter Berücksichtigung des Randabstands zur Vermeidung von Abplatzungen des stützenden Bauteils möglichst nah an der Vorderkante des Trägers anzuordnen. Die Breite des Elastomerstreifens ist anhand der Auflagerpressung für die gesamte Auflagerlast nachzuweisen und darf 35 mm nicht unterschreiten. Die Dicke des Elastomerstreifens darf 10 mm nicht unterschreiten.

3. Alle Hohlkammern der Randplatten sind über eine Tiefe bis mindestens 25 cm vom Plattenrand mit einem Vergussbeton mit einem Größtkorn von 8 mm nach der DAfStb-Richtlinie auszubetonieren. Zur Kontrolle der Betonage sind in den oberen Plattenspiegeln aller Hohlkammern Entlüftungsöffnungen im Abstand von 20 cm bis 25 cm vom Plattenende mit einem Durchmesser von 2 cm anzuordnen.

2.2.8 Nachweise zum Tragverhalten unter Brandbeanspruchung

(1) Sofern Anforderungen an den Brandschutz bestehen, sind die folgenden Bestimmungen zu beachten:

(2) Bezüglich der einzuhaltenden Mindestachsabstände u der Spannstahlbewehrung in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsklasse gelten die Bestimmungen nach DIN 4102-4, 5.5.3 (Stahlbetonhohlplatten), Tabelle 5.8.

Beim Einbau der Spanndrähte bzw. Spannglieder ist der Achsabstand gemäß DIN EN 1992-1-2, insbesondere Abschnitt 5.2 (5) zu vergrößern, wenn nicht ein Nachweis nach dem allgemeinen Berechnungsverfahren nach DIN EN 1992-1-2 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-2/NA geführt wird.

(3) Der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft darf den kleineren der unter i) und ii) angegebenen Werte nicht überschreiten:

- i) 60 % der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,c}$ nach DIN EN 1992-1-1, 6.2.2 (1), Gleichung (6.2a) in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA, NDP Zu 6.2.2 (1). Der Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit nach Gleichung (6.2b) darf nicht in Ansatz gebracht werden.
- ii) $V_{Rd,c,fi}$ nach DIN EN 1168, Anhang G, G.1.3

Bei der Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,c}$ nach DIN EN 1992-1-1, 6.2.2(1) in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA, NDP Zu 6.2.2(1) darf die volle Vorspannung berücksichtigt werden.

(4) Der Nachweis der Verankerung der Spannglieder ist nach DIN EN 1168, Anhang G, G.1.3 zu führen.

(5) Bei Auflagerung auf biegeweichen Trägern sind folgende Bestimmungen zu beachten:

- 1. Es muss der Nachweis erbracht werden, dass die Durchbiegung des Auflagerträgers unter Brandeinwirkung entsprechend der Einheits-Temperaturzeitkurve (ETK) für die angenommene Feuerwiderstandsdauer den Wert $l/100$ nicht überschreitet, wobei die thermischen Dehnungen zu berücksichtigen sind. Dieser Nachweis ist auf Grundlage des entsprechenden Eurocodeteils 1-2 in Verbindung mit dem zugehörigen NA zu führen. Die hierfür maßgebliche mechanische Einwirkung ist $E_{d,fi}$ gemäß DIN EN 1992-1-2 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-2/NA.
- 2. Der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft darf den kleineren unter 2.2.7 Unterpunkt 1 und 2.2.8 (3) angeben Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit nicht überschreiten
- 3. Der Abschnitt 2.2.8 (4) ist zu berücksichtigen.

(6) Folgende konstruktive Regelungen sind zu beachten:

- 1. Es ist umlaufend ein Ringanker mit mindestens 2Ø14 B500B anzuordnen.
- 2. Aussparungen in den Decken bzw. Dächern sind konstruktiv so auszuführen, dass die unter Brandeinwirkung zusätzlich auftretenden Querdehnungen der Platten behindert werden.

2.3 Ausführung

(1) Decken und Dächer aus Spannbeton-Hohlplatten Typ BRESPA sind unter Beachtung der Technischen Baubestimmungen auszuführen, sofern im Folgenden nichts anderes bestimmt ist.

(2) Die Hohlplatten müssen von sachkundigen Unternehmen transportiert und eingebaut werden. Hohlplatten mit Rissen und/oder anderen Beschädigungen, die Einfluss auf die Tragfähigkeit und/oder Gebrauchstauglichkeit haben (z. B. Rissbildung an den Plattenenden im Bereich der Spannkrafteinleitung, horizontalen Sprengissen und Stirnzugrissen), dürfen nicht eingebaut werden. Nach der Werkfertigung nachträglich hergestellte Aussparungen dürfen nicht ausgeführt werden.

Das Bohren von Löchern z. B. für Installationsleitungen im Bereich der Hohlräume darf auf der Baustelle nur für die Regelquerschnitte und Passplatten nach Anlage 1, jedoch nur von Fachkräften, durchgeführt werden. Bei Passplatten dürfen die Bohrungen im Bereich der Hohlräume hergestellt werden, wenn gewährleistet ist, dass die minimale Steganzahl nach Anlage 1, Abschnitt 2 ohne Schwächung vorhanden ist.

(3) Stemmaarbeiten an den Hohlplatten sind nicht auszuführen.

(4) Passplatten mit Abbruchkanten, insbesondere am unteren Plattenspiegel, dürfen nicht eingebaut werden, da unbestimmte Vorschädigungen bestehen. Es dürfen maximal zwei Passplatten im Deckenfeld nebeneinander angeordnet werden, wobei die geschnittenen Kanten nicht gegenüberliegend angeordnet werden dürfen. Eine dreiseitige Auflagerung von Passplatten mit Breiten von weniger als 60 cm oder weniger als drei Stegen darf nicht vorgenommen werden.

(5) Die Spannbeton-Hohlplatten müssen im Endzustand in einem Auflagerbett aus Zementmörtel oder Beton liegen. Anstelle von Mörtel oder Beton dürfen auch andere gleichwertige ausgleichende Zwischenlagen oder Elastomerstreifen mit Abmessungen entsprechend Abschnitt 2.2.7, Unterpunkt 2. eingebaut werden, wenn nachteilige Folgen für Standsicherheit (z. B. Querkzugspannungen) und Verformungen ausgeschlossen sind. Eine Horizontalverschiebung einzelner Platten oder Plattenbereiche muss durch konstruktive Maßnahmen ausgeschlossen werden.

(6) Im unvergossenen Zustand dürfen die Hohlplatten nur durch ihre Eigenlast und eine Verkehrslast von maximal $1,5 \text{ kN/m}^2$ ($\gamma_F = 1,0$) belastet werden.

(7) Spannbeton-Hohlplatten, bei denen Anlage 2, Abschnitt 2 (3) berücksichtigt wurde, dürfen in offenen Parkhäusern nur eingebaut werden, wenn die Anforderung an die Biegezugfestigkeit nach Anlage 3, Abschnitt 2 (2) für jede Spannbeton-Hohlplatte nachgewiesen ist und diese Platten mit " $f_{ctli} \geq 5,0 \text{ N/mm}^2$ " identifizierbar beschriftet sind.

(8) Fugen zu anschließenden Bauteilen sind mit nichtbrennbaren¹ Baustoffen gemäß den Technischen Baubestimmungen auszufüllen, z. B. mit Mörtel aus mineralischen Baustoffen oder mit Mineralwolle² nach DIN EN 13162:2015-04.

(9) Vom bauausführenden Unternehmen ist zur Bestätigung der Übereinstimmung der Bauart mit der allgemeinen Bauartgenehmigung eine Übereinstimmungserklärung gemäß §§ 16a Abs. 5 i.V.m. 21 Abs. 2 MBO abzugeben. In der Übereinstimmungserklärung ist die ermittelte Feuerwiderstandsdauer auszuweisen.

² Im allgemeinen Bauartgenehmigungsverfahren wurde der Regelungsgegenstand mit Mineralwolle nachgewiesen, die folgende Leistungsmerkmale/Kennwerte aufwies: nichtbrennbar, Schmelzpunkt > 1000°C

Folgende Normen, sofern nicht anders angegeben, werden in diesem Bescheid in Bezug genommen:

DIN 1045-2:2008-08	Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton, Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1
DIN 4102-4:2016-05	Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen – Teil 4: Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile
DIN EN 206-1:2001-07	Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität DIN EN 206-1/A1:2004-10 Änderung A1 DIN EN 206-1/A2:2005-09 Änderung A2
DIN EN 1168:2011-12	Betonfertigteile – Hohlplatten; Deutsche Fassung EN 1168:2005 + A3:2011
DIN EN 1990:2010-12	Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002+A1:2005+A1:2005/AC:2010
DIN EN 1991-1-1/NA:2010-12	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau
DIN EN 1992-1-1:2011-01	Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004+AC:2010
DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
DIN EN 1992-1-2:2010-12	Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung EN 1992-1-2:2004+AC:2008
DIN EN 1992-1-2/NA:2010-12	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall
DAfStb-Heft 288:1977	Tragverhalten von Fertigteilen zusammengesetzter Scheiben; Versuche zur Schubtragfähigkeit verzahnter Fugen
DAfStb-Heft 240:1991	Hilfsmittel zur Berechnung von Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken nach DIN 1045, Ausgabe Juli 1988
DAfStb-Heft 600:2012	Erläuterungen zur DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2)
DAfStb-Richtlinie:2019-07	Herstellung und Verwendung von zementgebundenem Vergussbeton und Vergussmörtel

Dr.-Ing. Lars Eckfeldt
Referatsleiter

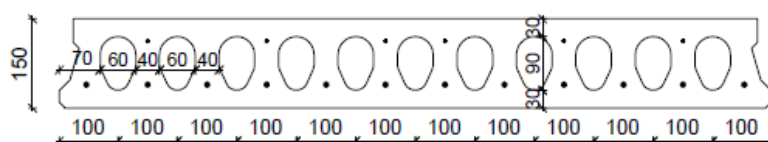
Beglaubigt
Wittig

gesehen Gebhart

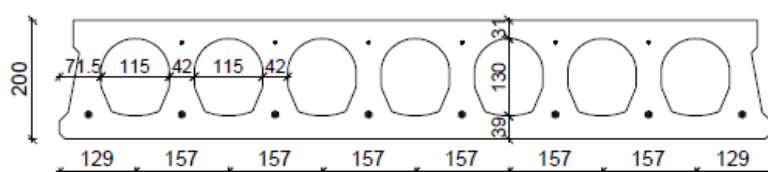
Spannbeton-Hohlplatten Typ BRESPA

1 Regelquerschnitte

Durch diese Bauartgenehmigung sind nur Platten erfasst, für die der Winkel für das Ablängen durch Schnitte in Querrichtung ohne statische Nachweise auf maximal 10° begrenzt ist.



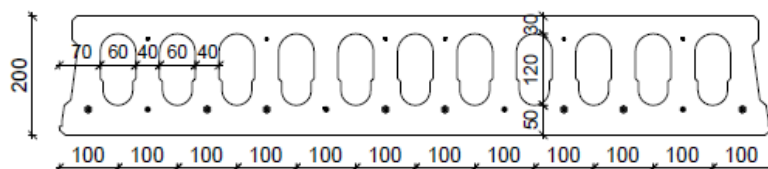
A15B



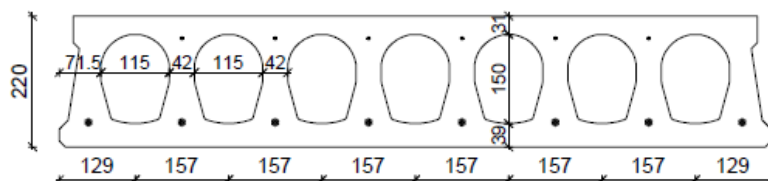
A20B



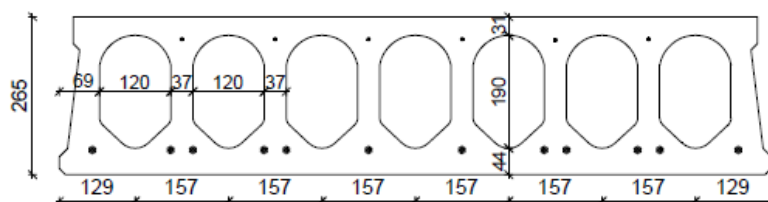
A20N



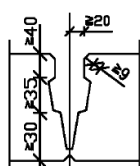
A20Q



A22B



A26B

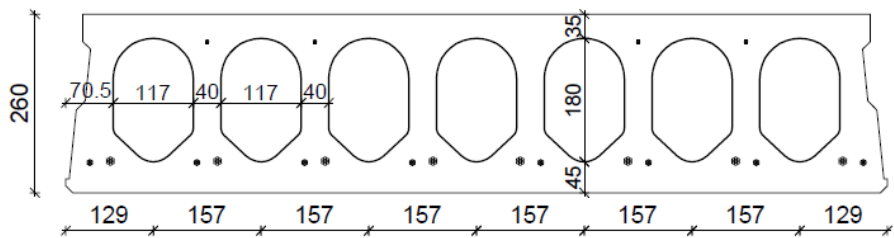


Decken und Dächer aus Spannbeton-Hohlplatten
Typ BRESPA

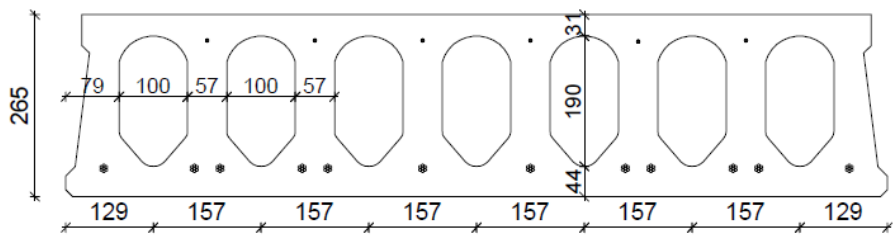
Querschnitte Spannbeton-Hohlplatten Typ BRESPA und Eigenschaften

Anlage 1
Seite 1 von 6

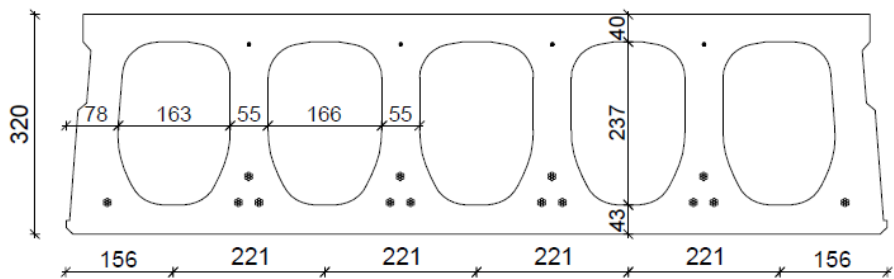
gesehen Gebhart



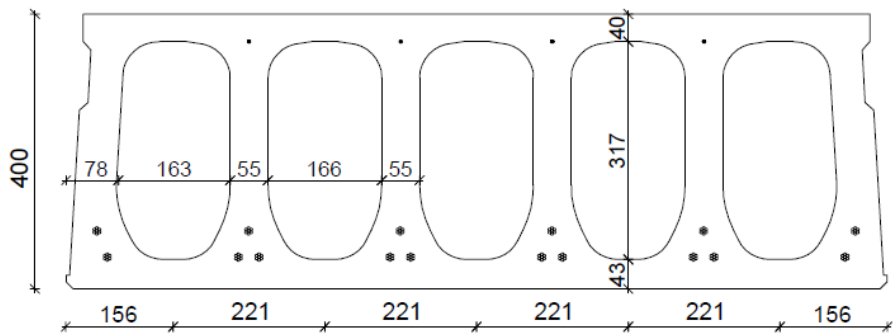
A26N



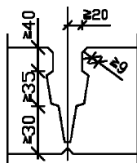
A26Q



A32V



A40V



Decken und Dächer aus Spannbeton-Hohlplatten
Typ BRESPA

Querschnitte Spannbeton-Hohlplatten Typ BRESPA und Eigenschaften

Anlage 1
Seite 2 von 6

gesehen Gebhart

2 Planung der Passplatten

(1) Die allgemeine Bauartgenehmigung erfasst nur Passplatten aus Spannbeton-Hohlplatten des Typs BRESPA, die folgenden Prinzipien genügen:

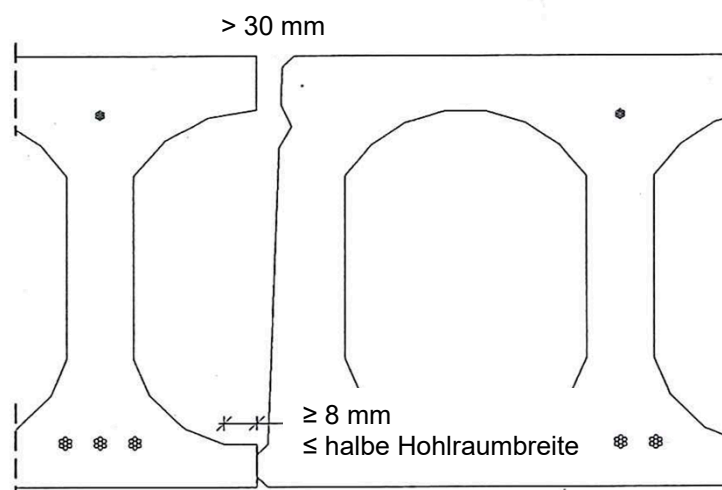
(2) Die Festlegungen in diesem Abschnitt gelten nur für die Querschnitte A15B; A20B; A20Q; A22B; A26B; A26N; A26Q; A32V; A40V.

(3) Die Randstege von Passplatten müssen bewehrt sein, der am Schnitt liegende Steg muss eine Vorspannung aufweisen. Eine nahezu symmetrische Anordnung der Vorspannung über die Plattenbreite ist einzuhalten.

Eine Passplatte muss mindestens drei Stege aufweisen. Bei Querschnitten mit Innenstegbreiten von mehr als 50 mm sind für Passplatten zwei Stege ausreichend.

(4) Die Passplatten entstehen durch einen Längsschnitt im Bereich der Hohlräume. Dieser Längsschnitt ist über die gesamte Plattenhöhe zu führen. Der obere Plattenspiegel ist so zu planen, dass eine Öffnung für das Vergießen der Fuge von mindestens 30 mm vorhanden ist. Der untere Plattenspiegel muss eine Konsole mit mindestens 8 mm Länge enthalten. Die Mindesthöhe der Konsole darf 30 mm nicht unterschreiten. Die Maximallänge der Konsole darf die halbe Hohlraumbreite nicht überschreiten.

Die Mindestbetondeckung des Spannstahls ist einzuhalten.



Decken und Dächer aus Spannbeton-Hohlplatten
Typ BRESPA

Querschnitte Spannbeton-Hohlplatten Typ BRESPA und Eigenschaften

Anlage 1
Seite 3 von 6

gesehen Gebhardt

3 Baustoffe

(1) Die Spannbeton-Hohlplatten müssen aus Normalbeton nach DIN EN 206-1 in Verbindung mit DIN 1045-2 mindestens der folgenden Festigkeitsklassen bestehen, um den Anforderungen an die Standsicherheit von Decken und Dächern zu genügen.

Spannbeton-Hohlplatten	Festigkeitsklasse
A15B, A20B, A20N, A20Q, A22B; A26B, A26N, A26Q, A32V	C45/55
A40V: Vorspannungstyp: maximal 10 x ½ " Litzen in der tiefsten unteren Lage und maximal zwei Litzen in einer weiteren unteren Lage	C45/55
A40V: Vorspannungstyp: größer 12 x ½ " Litzen	C55/67

Insbesondere ist sicherzustellen, dass in jedem Querschnittsbereich die Festigkeits- und Formänderungskennwerte gemäß Tabelle 3.1 nach DIN EN 1992-1-1 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA, NCI Zu 3.1.2 (3) in Abhängigkeit der Festigkeitsklassen des Betons gewährleistet sind. Die Eigenschaften gemäß Anlage 3 sind dauerhaft sicherzustellen.

(2) Die Spannbeton-Hohlplatten dürfen nur mit kaltgezogenen Spannstahllitzen der Festigkeitsklassen St 1570/1770 und / oder St 1660/1860 und / oder Spannstahldrähten der Festigkeitsklassen St 1470/1670 und / oder St 1570/1770 vorgespannt werden, die für Vorspannung mit sofortigem Verbund allgemein bauaufsichtlich zugelassen sind. Der Durchmesser des Spannstahls ist bei Spannstahldrähten auf maximal 7 mm und bei Spannstahllitzen auf maximal 12,5 mm beschränkt.

Decken und Dächer aus Spannbeton-Hohlplatten Typ BRESPA	Anlage 1 Seite 4 von 6 gesehen Gebhart
Querschnitte Spannbeton-Hohlplatten Typ BRESPA und Eigenschaften	

4 Anforderung an die konstruktive Durchbildung des Decken- bzw. Dachsystems

- (1) Die Spannbewehrung ist ausschließlich in den Stegen der Spannbeton-Hohlplatten anzuordnen.
(2) Zur Verbundsicherung sind folgende Mindestbetondeckungen zu beachten:

Mittelachsabstand der Litzen $\geq 3 \varnothing$	$c_{\min} = 2,0 \varnothing \geq 2 \text{ cm}$	Zu angrenzenden Hohlräumen kann die Betondeckung um $0,5 \varnothing$ reduziert werden, wenn eine Mindestbetondeckung von 1,5 cm eingehalten wird.
Mittelachsabstand der Litzen $\geq 2 \varnothing$	$c_{\min} = 3,0 \varnothing \geq 2 \text{ cm}$	

Die Betondeckung muss ggf. aus Gründen des Brandschutzes erhöht werden.

- (3) Die Toleranzanforderungen nach DIN EN 1168 sind maßgebend. Im Rahmen dieser allgemeinen Bauartgenehmigung sind ebenfalls folgende geometrische Randbedingungen einzuhalten:

	Abmessungen		
Stegdicke b_w	- Einzelsteg (b_w): - 10 mm; +10 mm - Summe der Platte ($\sum b_w$): - 20 mm; + 20 mm		
Flanschdicke h_f	- Einzelflansch: - 10 ^(F) mm; +15 mm (^F) Für folgende Querschnitte sind die herstellerabhängigen Grenzabmaße (Maßtoleranzen in Bezug auf die Standsicherheit) zu beachten:		
	Querschnitt	Grenzabmaß Flanschdicke	
	Größtkorn d_g :	≤ 12 mm	= 14 mm = 16 mm
	A26B A26Q	- 8 mm	
	A15B	- 10 mm	-9 mm
	für den oberen Flansch: A20Q	- 10 mm	-9 mm
Plattenbreite b	- bei Passplatten: ± 5 mm Die Abmessungen der gesägten Plattenspiegel sind nach Abschnitt 1.2 eingehalten.		
Anordnung der Spannbewehrung	Jeder Einzelwert und der Mittelwert des Schwerpunktes sind mit den Werten nach DIN EN 1168, 4.3.1.1.1 d) zu vergleichen.		
Betondeckung	In jedem Fall muss das Mindestmaß der Betondeckung nach dieser Anlage, Abschnitt 4 (2) eingehalten werden.		
Durchbiegung nach dem Umspannen	Die Abweichungen von den vorausgerechneten Werten überschreiten folgende Werte nicht: Plattenlänge ≤ 8 m: ± 8 mm Plattenlänge > 8 m: ± l / 1000		

5 Spannstahlspannung

Unmittelbar nach Eintragung der Vorspannung in den Beton darf die Spannstahlspannung 1000 N/mm^2 zur Sicherung der ausreichenden Verformungsreserve der Decken und Dächer nicht überschreiten.

Decken und Dächer aus Spannbeton-Hohlplatten
Typ BRESPA

Querschnitte Spannbeton-Hohlplatten Typ BRESPA und Eigenschaften

Anlage 1
Seite 5 von 6

gesehen Gebhart

6 Verzicht auf Spaltzugbewehrung

Auf die nach DIN EN 1992-1-1/NA, 8.10.2.1 für Decken und Dächer vorausgesetzte Spaltzugbewehrung kann verzichtet werden, wenn entweder nach DIN EN 1168, 4.3.3.2.1 a) der Nachweis unter Berücksichtigung von $\gamma_c = 1,5$ und $f_{ct} = 0,7f_{ctm}(t)$ oder entsprechend DIN EN 1168, 4.3.3.2.1 b) der Nachweis auf Basis des nachfolgenden Modells geführt wurde.

Der Nachweis der Einleitung der Vorspannkkräfte wird durch den Nachweis der Aufnahme der Stirnzugspannungen zum Zeitpunkt des Umspannens erbracht. Die Stirnzugspannung wird an Plattenstreifen, die aus einem Steg und dem links und rechts angrenzenden Beton bis zur halben Hohlraumbreite bestehen (siehe Abschnitt 2.2, Bild 2), nach folgender Gleichung ermittelt:

$$\sigma_{sp} = \frac{P_o}{b_w \cdot e_o} \times \frac{(0,04 + 8 \cdot \alpha_e^{2,3})(\alpha_e + 1/6)}{(0,1 + 0,5\alpha_e)(1 + 1,5(l_t / e_o)^{1,5}(\alpha_e + 1/6)^{1,5})}$$

mit:

P_o = Vorspannkraft

b_w = minimale Stegbreite

e_o = Achsabstand der Bewehrung von der Schwerachse

l_t = Wirkungslänge, $l_t = K_e \cdot d_p \cdot (\sigma_p/30)^{0,5}$

K_e = 7 bei profilierten Drähten und Litzen

K_e = 4,5 bei gerippten Drähten

d_p = Durchmesser der Spannbewehrung

σ_p = Spannstahlspannung direkt nach dem Umspannen in N/mm²

α_e = $|(e_o - k)|/h$

k = untere Kernweite des untersuchten Querschnitts

h = Plattendicke

Die Stirnzugspannung überschreiten den Wert 2,2 N/mm² nicht.

7 Die Auswirkungen von Aussparungen

Aussparungen in den Spannbeton-Hohlplatten sind im Werk auszuführen und ihre Auswirkungen statisch nachzuweisen.

Bei Aussparungen in den Passplatten besteht der Vorbehalt, dass die minimale Steganzahl nach Abschnitt 1.2 dieser Anlage ohne Schwächung vorhanden ist und die Auswirkungen der Aussparung statisch nachgewiesen wurde. Insbesondere ist die maximal anwendbare Querkzugspannung bei Aussparungen mit einer Breite > 15 cm durch geeignete Modelle nachzuweisen.

Decken und Dächer aus Spannbeton-Hohlplatten
Typ BRESPA

Querschnitte Spannbeton-Hohlplatten Typ BRESPA und Eigenschaften

Anlage 1
Seite 6 von 6

gesehen Gebhart

Ergänzende Bestimmungen für den Nachweis der Standsicherheit der Decken und Dächer im Zusammenwirken mit den Spannbeton-Hohlplatten Typ BRESPA

1 Allgemeines

(1) Der statische Nachweis der Spannbeton-Hohlplatten und Passplatten ist in jedem Fall zu erbringen. Es gilt DIN EN 1992-1-1 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA und DAfStb-Heft 600, soweit im Weiteren nicht anders festgelegt,

(2) Der Nachweis der Mindestbewehrung zur Sicherung eines robusten Tragverhaltens nach DIN EN 1992-1-1/NA, NDP Zu 9.2.1.1(1) darf unter der Voraussetzung begrenzter Vorspannung nach Abschnitt 5 der Anlage 1 entfallen.

(3) Am oberen Querschnittsrand ist eine rechnerisch nachgewiesene Bewehrung zu planen und anzuordnen, wenn eine Randeinspannung am Auflager nicht ausgeschlossen werden kann.

2 Begrenzung der Biegezugspannung und Rissbreiten in Haupttragrichtung

(1) Der Nachweis der Rissbreitenbegrenzung ist in Abhängigkeit von den Expositionsklassen für die Ober- und Unterseite der Platte nach DIN EN 1992-1-1, 7.3 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA zu führen.

(2) Sofern kein Dekompressionsnachweis zu führen ist, darf am vorgedrückten Zugrand unter einfachen Einwirkungen ($\gamma_F = 1,0$) in ungünstiger Einwirkungskombination die Betonrandzugspannung den Wert $4,5 \text{ N/mm}^2$ nicht überschreiten.

(3) Für den Grenzzustand der Dekompression ist nachzuweisen, dass der Betonquerschnitt unter der jeweils maßgebenden Einwirkungskombination im Bauzustand am Rand der infolge Vorspannung vorgedrückten Zugzone und im Endzustand vollständig unter Druckspannung steht.

Auf den Nachweis für die Einhaltung des Grenzzustandes der Dekompression nach DIN EN 1992-1-1/NA, NCI Zu 7.3.1(5) darf verzichtet werden, wenn die folgenden Randbedingungen eingehalten werden:

- Die Spannbeton-Hohlplatten dürfen bei Anwendung im offenen Parkhaus nur in den Expositionsklassen XC3 und XF1 eingesetzt werden.
- Die maximale Randzugspannung unter charakteristischen Einwirkungen darf die mittlere Zugfestigkeit von $f_{ctm} = 3,8 \text{ N/mm}^2$ nicht überschreiten.
- Die erhöhten Anforderungen an die Biegezugfestigkeit müssen für jede Spannbeton-Hohlplatte nach Anlage 3, Abschnitt 2 (2) nachgewiesen sein.
- Der Nachweis der Rissbreitenbegrenzung ist nach DIN EN 1992-1-1 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA zu führen. Die rechnerische Rissbreite darf $0,02 \text{ mm}$ nicht überschreiten.
- Die Betondeckung der Spannbewehrung muss mit $c_{nom} \geq 35 \text{ mm}$ eingehalten werden.

(4) Im Bereich der Spannkrafteinleitung darf die Betonzugspannung am oberen Querschnittsrand unter Wirkung von Vorspannung und Eigenlast den Wert $4,5 \text{ N/mm}^2$ nicht überschreiten.

3 Nachweise der Quertragfähigkeit und Querverteilung

Es ist nachzuweisen, dass für einfache Einwirkungen ($\gamma_F = 1,0$) in allen Querschnittsteilen der Platte die Betonzugspannungen aus Querbiege- und Drillmomenten unter Berücksichtigung der wirklichen Auflagerbedingungen der Platte (z. B. Auflagerung auch am parallel zu den Spanngliedern verlaufenden Rand) und/oder ungleichmäßig verteilter Lasten im Gebrauchszustand den Wert $1,9 \text{ N/mm}^2$ nicht überschreiten.

Decken und Dächer aus Spannbeton-Hohlplatten
Typ BRESPA

Ergänzende Bestimmungen für den Nachweis der Standsicherheit der Decken und Dächer
im Zusammenwirken mit den Spannbeton-Hohlplatten Typ BRESPA

Anlage 2
Seite 1 von 3

gesehen Gebhart

4 Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

Bei den rechnerischen Nachweisen sind nur die Plattenstege zu berücksichtigen, in denen Spannstahl angeordnet ist.

Es gilt DIN EN 1992-1-1, 6.2.2 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA, wobei Gleichung (6.4) wie folgt zu ersetzen ist:

$$V_{Rd,c} = f \cdot \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \left(\sqrt{f_{ctd}^2 - \alpha_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} - \alpha_p \cdot \tau_{cpd} \right)$$

mit:

I das Flächenträgheitsmoment

b_w Stegbreite im Nachweispunkt

S das Flächenmoment 1. Grades bezüglich des Nachweispunkts

f_{ctd} Bemessungswert der Betonzugfestigkeit nach DIN EN 1992-1-1, 3.1.6(2) in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1, NDP Zu 3.1.6(2)P

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_c$$

mit

$$\alpha_{ct} = 0,85$$

$f_{ctk;0,05}$ unterer Quantilwert der Betonzugfestigkeit nach DIN EN 1992-1-1, Tabelle 3.1, jedoch $f_{ctk;0,05} \leq 2,7 \text{ N/mm}^2$

γ_c Teilsicherheitsbeiwert für Beton nach DIN EN 1992-1-1/NA, NDP Zu 2.4.2.4 (1), Tabelle 2.1DE:

Für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen ist γ_c mit 1,5 und für außergewöhnliche Bemessungssituationen ist γ_c mit 1,3 anzusetzen

$$\alpha_1 = \frac{l_x}{l_{bpd}} \leq 1,0$$

mit

l_x der Abstand des betrachteten Querschnitts vom Beginn der Übertragungslänge

l_{bpd} der Bemessungswert der Übertragungslänge für l_{bpd} ist je nach Bemessungssituation der ungünstigere Wert l_{pt1} bzw. l_{pt2} nach DIN EN 1992-1-1, 8.10.2.2(3), Gleichungen (8.17) oder (8.18) einzusetzen

σ_{cp} mittlere Betonnormalspannungen infolge Vorspannung (Druckspannungen sind **negativ** einzusetzen) zum Zeitpunkt t

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$$

f Abminderungsfaktor (global oder für jeden Querschnitt)

$f = 0,85$ für Plattendicken bis 20 cm; $f = 1,0$ für Plattendicken 40 cm; Zwischenwerte sind linear zu interpolieren

Decken und Dächer aus Spannbeton-Hohlplatten
Typ BRESPA

Ergänzende Bestimmungen für den Nachweis der Standsicherheit der Decken und Dächer
im Zusammenwirken mit den Spannbeton-Hohlplatten Typ BRESPA

Anlage 2
Seite 2 von 3

gesehen Gebhart

$$\alpha_p \cdot \tau_{cpd} \geq 0$$

mit:

α_p Beiwert zur Berücksichtigung des linearen Verlaufs von τ_{cpd} im Bereich der Übertragungslänge l_{bpd} :

l_{bpd} der Bemessungswert der Übertragungslänge für l_{bpd} ist je nach Bemessungssituation der ungünstigere Wert l_{pt1} bzw. l_{pt2} nach DIN EN 1992-1-1, 8.10.2.2(3), Gleichungen (8.17) oder (8.18) einzusetzen.

$$\alpha_p = 2 - \frac{h + 2 \cdot a}{l_{bpd}}, \text{ mit } h = \text{Plattendicke und } a = \text{Auflagerlänge}$$

τ_{cpd} über die Übertragungslänge gemittelter Bemessungswert der Schubspannung aus Spannkrafteinleitung in der maßgebenden Querschnittshöhe

Im maßgebenden Querschnitt in einer Entfernung $0,5h$ vom Auflagerstand ist über die Plattendicke mit o.a. Gleichung die Stelle mit der geringsten Querkrafttragfähigkeit zu ermitteln, wobei wie folgt vorzugehen ist:

Der Querschnitt ist entsprechend Bild 1 in Lamellen von höchstens 10 mm Höhe zu unterteilen. Im Schnitt M-M ergibt sich die Schubkraft T_{M-M} durch die Integration der Spannungen $\sigma_{x,p}$ infolge Vorspannung wie folgt:

$$T_{M-M} = - \int_{z=0}^{z_M} \sigma_{x,p} dA \approx - \sum_{i=1}^m \sigma_{x,p} \cdot h_m \cdot b_i \text{ mit:}$$

m Anzahl der Lamellen oberhalb des untersuchten Schnittes

h_m Lamellenhöhe

b_i Breite der i-ten Lamelle

Die gemittelte Schubspannung τ_{cpd} im Schnitt M-M ergibt sich zu:

$$\tau_{cpd,M-M} = \frac{T_{M-M}}{l_{bpd} \cdot b_{M-M}}$$

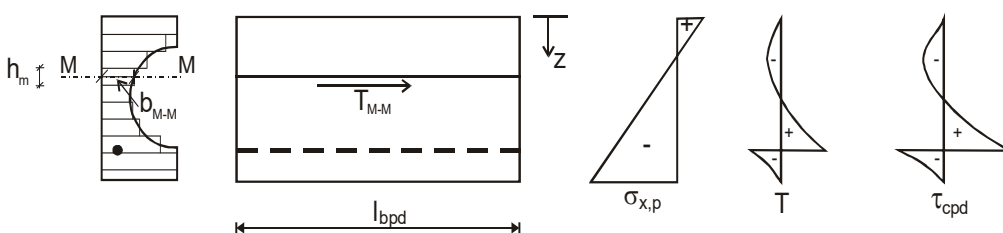


Bild 1: Ermittlung der Schubspannung aus Spannkrafteinleitung

Eine Spaltzugbewehrung nach DIN EN 1992-1-1/NA, NCI Zu 6.2.2(2) ist nicht erforderlich.

Betoneigenschaften

1 Betondruckfestigkeit

Zur Absicherung der Nachweise der Biege- und Querkrafttragfähigkeit ist empfohlen, die Angaben der Betondruckfestigkeit wie folgt abzusichern:

Die Betondruckfestigkeit ist an Bohrkernen aus der Druckzone derjenigen Hohlplatten zu überprüfen, aus denen auch die Proben für die Prüfungen nach den Abschnitten 2 und 3 dieser Anlage entnommen werden. Für jeden Plattentyp und jede Fertigungsmaschine gelten - abweichend von DIN EN 206-1, Tabelle 13 - folgende Mindesthäufigkeiten der Probeentnahme:

Mindesthäufigkeit der Probeentnahme:

Herstellung	Mindesthäufigkeit der Probeentnahme	
	Erste 50 m³ der Produktion	Nach den ersten 50 m³ a)
Erstherstellung (bis mind. 35 Ergebnisse erhalten werden)	3 Proben	3/200 m³ oder 2/Produktionswoche
Stetige Herstellung b) (wenn mindestens 35 Ergebnisse verfügbar sind)		3/500 m³ oder 3/zwei Produktionswochen
a) Die Probeentnahme muss über die Herstellung verteilt sein und für je 25 m³ sollte höchstens eine Probe genommen werden.		
b) Wenn die Standardabweichung der letzten 15 Prüfergebnisse $1,37 \sigma$ überschreitet, sollte die Probeentnahmehäufigkeit für die nächsten 35 Prüfergebnisse auf diejenigen erhöht werden, die für die Erstherstellung gefordert wird.		

2 Empfehlungen zur Absicherung der Biegezugfestigkeit des unteren Plattenspiegels

(1) Die Biegezugfestigkeit in Querrichtung des unteren Plattenspiegels ist an etwa 20 cm breiten Proben gemäß Bild 1 zu bestimmen. Je Fertigungsbahn gelten die Mindesthäufigkeiten der Probenahme nach Abschnitt 1. Die Proben sind so auszuwählen, dass in jedem Kalenderjahr jeder gefertigte Plattentyp mindestens einmal geprüft wird.

Die Absicherung sollte in Anlehnung an die Konformitätskontrolle nach DIN EN 206-1, Abschnitt 8.2.2 in Verbindung mit DIN 1045-2 vorgenommen werden, wobei folgende Kriterien für die Biegezugfestigkeit zu berücksichtigen sind:

Herstellung	Anzahl der Ergebnisse in der Reihe	Kriterium 1	Kriterium 2 a)
		Mittelwert von "n" Ergebnissen (f_{ctm}) N/mm²	Jedes einzelne Prüfergebnis (f_{ci}) N/mm²
Erstherstellung	3	$\geq 2 (0,85 f_{ctk;0,05} + 0,3)$	$\geq 2 (0,85 f_{ctk;0,05} - 0,3)$
Stetige Herstellung	15	$\geq 2 \cdot 0,85 f_{ctk;0,05} + 1,48 \sigma$	$\geq 2 (0,85 f_{ctk;0,05} - 0,3)$
a) Bei Unterschreitung ist die betroffene Produktion einer gutachtlichen Bewertung zu unterziehen.			

Es darf ein lineares Spannungs-Dehnungs-Gesetz vorausgesetzt werden.

Decken und Dächer aus Spannbeton-Hohlplatten Typ BRESPA	Anlage 3 Seite 1 von 3 gesehen Gebhart
Empfehlungen zur Absicherung der Betoneigenschaften	

(2) Bei Berücksichtigung des Abschnitts 2 (3) der Anlage 2 ist die Biegezugfestigkeit in Querrichtung des unteren Plattenspiegels an etwa 20 cm breiten Proben gemäß Bild 1 zu bestimmen.

Je Produktionsstrang sind mindestens 3x2 Proben aus dem ersten, zweiten und letzten Drittel der Produktionsbahn zu entnehmen und an einer Probe je Entnahmebereich folgende Konformitätskriterien vom Hersteller nachzuweisen:

Herstellung	Anzahl der Ergebnisse in der Reihe	Kriterium 1	Kriterium 2 a)
		Mittelwert von "n" Ergebnissen (f_{ctm}) N/mm ²	Jedes einzelne Prüfergebnis (f_{ci}) N/mm ²
Erstherstellung	3	$\geq 2 (0,85 f_{ctk;0,05} + 0,3)$	$\geq 5,0 \text{ N/mm}^2$
Stetige Herstellung	15		
a) Bei Unterschreitung ist die betroffene Produktion einer gutachtlichen Bewertung zu unterziehen.			

Werden mehr als 3x2 Proben pro Bahn entnommen, sind die Entnahmeorte so zu wählen, dass die Proben über die gesamte Produktionsbahn gleichmäßig verteilt sind. Die verbleibenden Proben je Entnahmebereich können als Rückstellproben für die stichprobenartige Prüfung durch eine externes Prüflabor dienen.

Die Ergebnisse der Biegezugfestigkeiten sind auftragsbezogen zu dokumentieren.

Es ist durch die Überprüfung der Biegezugfestigkeit der unteren Plattenspiegel für jede gefertigte Spannbeton-Hohlplatte sicherzustellen, dass alle Platten mit einer zu geringen Biegezugfestigkeit der unteren Plattenspiegel ausgesondert werden.

Jede Spannbeton-Hohlplatte, die die erhöhten Anforderungen an die Biegezugfestigkeit der unteren Plattenspiegel erfüllt, ist zusätzlich gut lesbar und mindestens bis zum Einbau der Platten dauerhaft mit folgender zusätzlicher Farbschablonenaufschrift versehen:

- $f_{ctli} \geq 5,0 \text{ N/mm}^2$

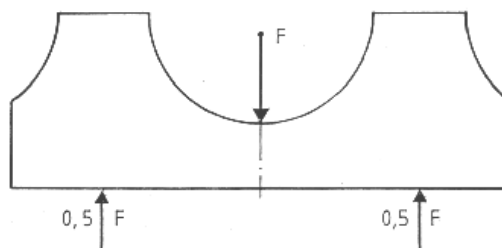


Bild 1: Belastungsanordnung Biegeversuch

Decken und Dächer aus Spannbeton-Hohlplatten
Typ BRESPA

Empfehlungen zur Absicherung der Betoneigenschaften

Anlage 3
Seite 2 von 3

gesehen Gebhart

3 Zugfestigkeit der Plattenstege

Die Zugfestigkeit der Plattenstege sollte an etwa 20 cm breiten Proben gemäß Bild 2 bestimmt werden. Für die Häufigkeit und Probenauswahl gilt Abschnitt 1 dieser Anlage. Die Proben sind so auszuwählen, dass in jedem Kalenderjahr jeder gefertigte Plattentyp mindestens einmal geprüft wird.

Die Kontrolle der Zugfestigkeit ist in Anlehnung an nach DIN EN 206-1, Abschnitt 8.2.2 in Verbindung mit DIN 1045-2 vorzunehmen, wobei folgende Kriterien für die Zugfestigkeit zu berücksichtigen sind:

Herstellung	Anzahl der Ergebnisse in der Reihe	Kriterium 1	Kriterium 2 ^{a)}
		Mittelwert von "n" Ergebnissen (f_{ctm}) N/mm ²	Jedes einzelne Prüfergebnis (f_{ci}) N/mm ²
Erstherstellung	3	$\geq 0,85 f_{ctk;0,05} + 0,3$	$\geq 0,85 f_{ctk;0,05} - 0,3$
Stetige Herstellung	15	$\geq 0,85 f_{ctk;0,05} + 1,48 \sigma$	$\geq 0,85 f_{ctk;0,05} - 0,3$
a) Bei Unterschreitung ist empfohlen, die betroffene Produktion einer gutachtlichen Bewertung zu unterziehen.			

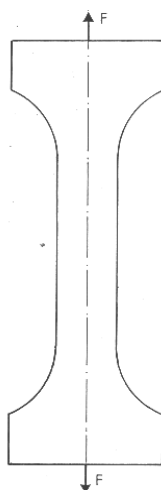


Bild 2: Belastungsanordnung Zugversuch

Alternativ darf der Nachweis der Zugfestigkeit an Bohrkernen wie folgt geführt werden:

Die Bohrkern sind vertikal mit einem Durchmesser von 50 mm (bei kleineren Stegdicken 40 mm) über die gesamte Plattenhöhe zu entnehmen.

Die Prüfkörper sind plan zu schleifen und über angeklebte Kopfplatten mit der Prüfmaschine zu verbinden. Beim Versuch ist durch eine geeignete Versuchsanordnung jede Exzentrizität der Lasteinleitung auszuschließen.

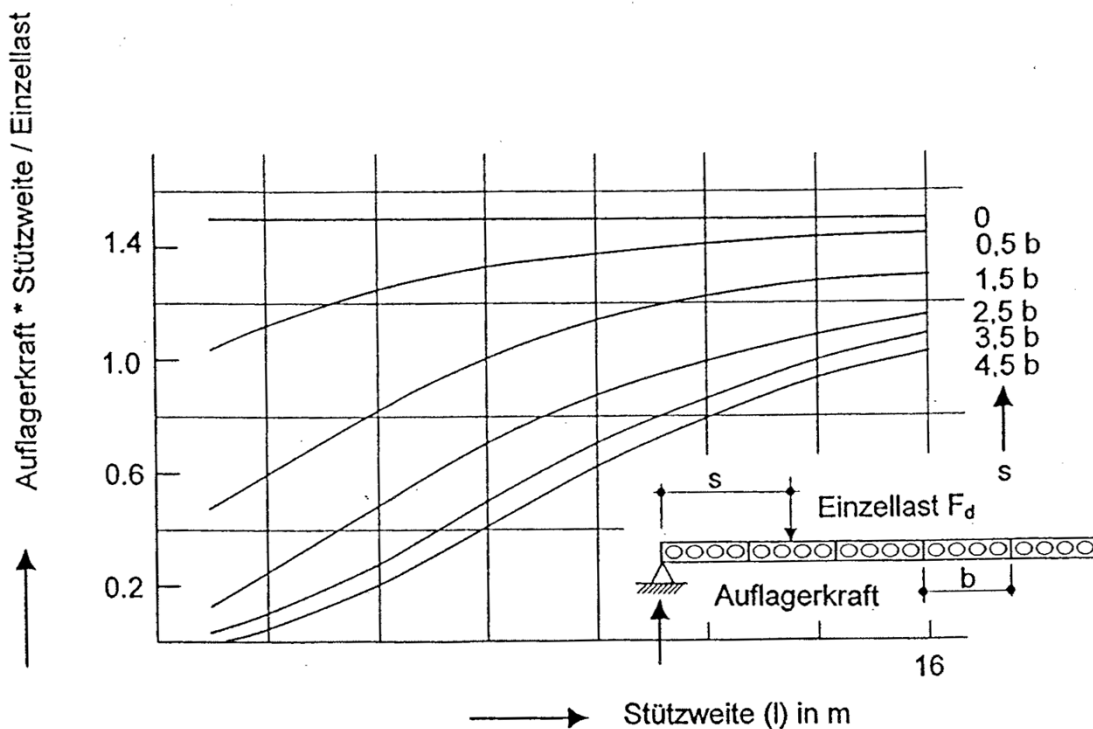
Die Mindesthäufigkeit der Probenahme und die Kontrolle in Verbindungen mit den o.a. Kriterien ist analog Abschnitt 1 vorzunehmen.

Decken und Dächer aus Spannbeton-Hohlplatten
Typ BRESPA

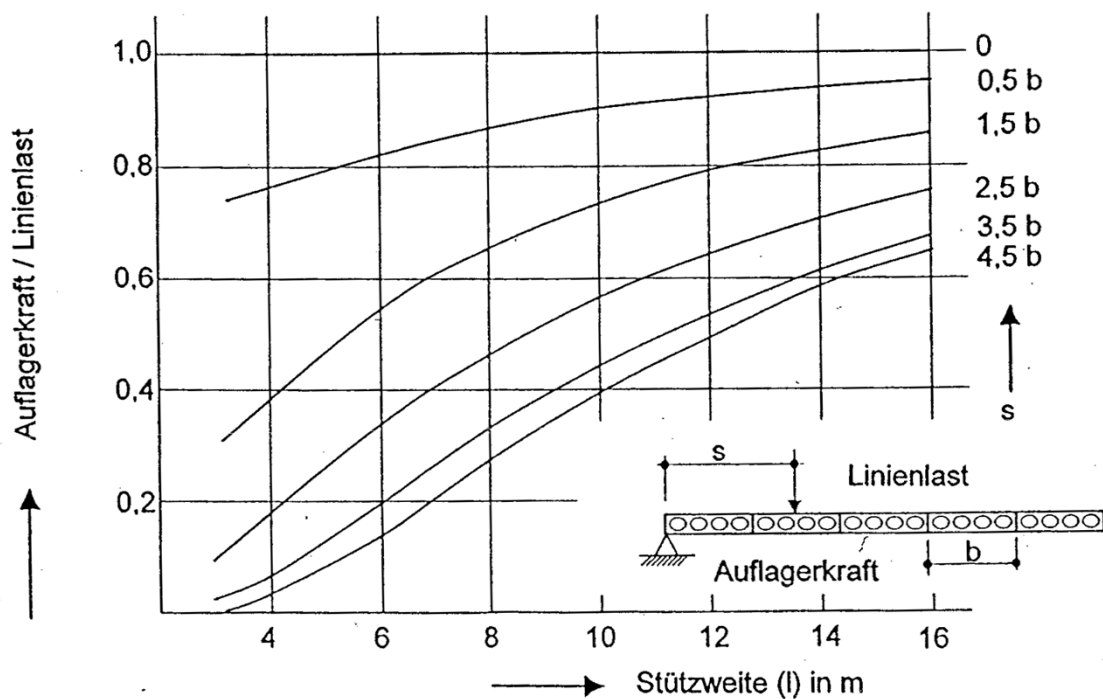
Empfehlungen zur Absicherung der Betoneigenschaften

Anlage 3
Seite 3 von 3

gesehen Gebhart



Auflagerkraft am Längsrand infolge Einzellast in Feldmitte



Auflagerkraft am Längsrand infolge Linienlast

Decken und Dächer aus Spannbeton-Hohlplatten
Typ BRESPA

Fugenquerkraft bei drei- und vierseitiger Lagerung der Spannbeton-Hohlplattendecken

Anlage 4
Seite 1 von 1

gesehen Gebhart

Allgemeine Bauartgenehmigung

Eine vom Bund und den Ländern gemeinsam
getragene Anstalt des öffentlichen Rechts

**Zulassungs- und Genehmigungsstelle
für Bauprodukte und Bauarten**

Datum:

08.07.20

Geschäftszeichen:

I 87-1.26.2-6/24

Nummer:

Z-26.2-49

Antragsteller:

Peikko Group OY

Voimakatu 6

05140 HTI

FINNLAND

Geltungsdauer

vom: **8. Juli 20 24**

bis: **29. Oktober 2025**

Gegenstand dieses Bescheides:

DELTABEAM® Verbundträger

Der oben genannte Gegenstand wird hiermit allgemein bauaufsichtlich genehmigt.

Dieser Bescheid umfasst 18 Seiten Anlagen.

Diese allgemeine Bauartgenehmigung ersetzt die allgemeine Bauartgenehmigung Nr. Z-26.2-49 vom 29. Oktober 2020. Der Gegenstand ist erstmals am 6. März 2020 zugelassen worden.

DIBt

gesehen Gebhart

I ALLGEMEINE BESTIMMUNGEN

- 1 Mit der allgemeinen Bauartgenehmigung ist die Anwendbarkeit des Regelungsgegenstandes im Sinne der Landesbauordnung gegeben.
- 2 Dieser Bescheid ersetzt nicht die für die Durchführung von Bauvorhaben gesetzlich vorgeschriebene Genehmigung, Zustimmung oder Bescheinigungen.
- 3 Dieser Bescheid wird beschadet der Rechte Dritter, insbesondere privater Schutzrechte, erteilt.
- 4 Dem Anwerder des Regelungsgegenstandes sind, unbeschadet weitergehender Regelungen in den "Besonderen Bestimmungen" Kopien dieses Bescheides zur Verfügung zu stellen. Zudem ist der Anwender des Regelungsgegenstandes darauf hinzuweisen, dass dieser Bescheid an der Anwendungsstelle vorliegen muss. Auf Anforderung der beteiligten Behörden ebenfalls Kopien zur Verfügung zu stellen.
- 5 Dieser Bescheid darf nur vollständig und vielfältig werden. Eine auszugsweise Veröffentlichung darf der Zustimmung des Deutschen Instituts für Bautechnik. Texte und Zeichnungen von Werbeschriften dürfen dem Bescheid nicht widersprechen, Übersetzungen müssen den Hinweis "Vom Deutschen Institut für Bautechnik nicht geprüft" Übersetzung der deutschen Originalfassung enthalten.
- 6 Dieser Bescheid wird widerruflich erteilt. Die Bestimmungen können nachträglich ergänzt und geändert werden, insbesondere, wenn neue technische Erkenntnisse dies erfordern.
- 7 Dieser Bescheid bezieht sich auf die vom Antragsteller im Genehmigungsverfahren zum Regelungsgegenstand gemachten Angaben und vorgelegten Dokumente. Eine Änderung dieser Genehmigungsgegenstände wird von diesem Bescheid nicht erfasst und ist dem Deutschen Institut für Bautechnik unverzüglich offenzulegen.

II BESONDERE BESTIMMUNGEN

1 Regelungsgegenstand und Anwendungsbereich

Genehmigungsgesamt ist die Planung, Bemessung und Ausführung von DELTABEAM Verbundträgern, die aus einem trapezförmigen Stahlprofil der EN 10025-2 (Stahlprofil), Bewehrungszug- und Betondeckung durchgeführt werden, siehe Anlage 1.

Das Stahlprofil ist nach EN 1090-1 hergestellt und wird als vorgefertigtes Bauteil an die Baustelle geliefert. Es besteht aus zusammengeschweißten Stahlelementen mit kreisförmigen Öffnungen in den Stegen und seitlich auskragenden Unterflanschen. Die seitlich auskragenden Unterflansche dienen zur Auflagerung von Stahlbetondecken (wie Ortbetondecken, Verbunddecken, Fertigteildecken oder Teilfertigteildecken mit Ortbetongewand).

Auf der Baustelle werden die Stahlprofile mit Bewehrungszug, die in die seitlich anschließenden Stahlbetondecken einbetoniert werden, zusammen mit dem Deckenbeton monolithisch zu Verbundträgern ausbetoniert.

Die DELTABEAM-Verbundträger dürfen zur Aufnahme statischer und quasi-statischer Lasten nach DIN EN 1991-1-1², Abschnitt 6.1 in Verbindung mit DIN EN 1991-1-1/NA³, Tab. 6.1D und Abs. 6.3.1.2 verwendet werden.

Sie dürfen auch bei Anforderungen an Feuerwiderstand angewendet werden.

Es gelten die technischen Baubestimmungen unter Beachtung der Angaben dieses Bescheides.

2 Bestimmungen für Planung, Bemessung und Ausführung

2.1 Planung

2.1.1 Allgemeines

Ergänzend zu den nachfolgenden Planungsregeln sind die Angaben zur Bemessung nach Abschnitt 2.2 und zur Ausführung nach Abschnitt 2.3 in der Planung zu berücksichtigen.

Werden die DELTABEAM-Verbundträger auf Beton ausgeführt, darf der Aufbeton direkt über dem Oberflans des Stahlprofils auf die Momenteintragfähigkeit berücksichtigt werden, wenn die Aufbetonhöhe h_{ct} mindestens $1/6$ der oberen Flanschbreite b_f des Stahlprofils und mindestens 50 mm beträgt.

2.1.2 Stahlprofil

Das Stahlprofil besteht aus Stahl der in DIN EN 1993-1-1⁴, Tabelle 3.1 aufgeführten Festigkeitsklassen S235, S275, S355, S420 oder S500 nach den Normen der Reihe DIN EN 10025⁵.

¹ EN 10900:2011 Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken - Teil 1 Konformitätsnachweisverfahren für tragende Bauteile

² DIN EN 1991-1-1:2010-12 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau Deutsche Fassung EN 1991-1-1:2002 + AC:200

³ DIN EN 1991-1-1 / NA: 2010-12 Nationaler Anhang - Nationale festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau

⁴ DIN EN 1993-1-1:2010-12 Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1 Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau in Verbindung mit DIN EN 1993-1-1/A1:2014-07 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08

⁵ DIN EN 10025 Teil 1 bis Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustahl Teil 1A Ausgabe 2025-01, Teil 2, Teil 3 und Ausgabe 2019-10 Teil 4 Ausgabe 2022 und Teil 2023-06

Die Geometrie und Abmessungen des Stahlprofils entsprechen den Angaben in Anlage 2. Die Grenzabmaße gelten die Toleranzen nach DIN EN 1090-2. Die Stahlträger besitzen für die Betonage Entlüftungsöffnungen (gemäß Anlage 2 d), jeweils mittig zwischen den Stegöffnungen der Unterkante des Oberes. Zusätzlich zu den Entlüftungsöffnungen unter Beachtung des Abschnitts 2 weitere Stegöffnungen im Steg der Stahlträger vorgesehen werden.

Die Stahlprofile dürfen mit Stößen unterschiedlicher Blechstärken und/oder mit Blechlamellen als Verstärkung ausgeführt sein, sofern davon keine unzulässige Beeinträchtigung der Betonierbarkeit sowie der Verbundwirkung im Bereich der Stegöffnungen aussteht.

In Abhängigkeit von den Anforderungen, die für die Konstruktivfestigkeit festgelegt sind, gelten - in Abstimmung dem Tragwerksplaner und der Genehmigungsbehörde - für die Ausführung der Schweißnähte die Regelungen der EXC 2 oder EXC 3 nach DIN EN 1090-6.

Für den Korrosionsschutz gelten die Bestimmungen in DIN EN 1090-2⁶, Beschichtungen dürfen bei Kontakt des Stahlbauteils mit anderen Metallen wie Bewehrungszulagen nach Abschnitt 2.1.3 keine Kontaktkorrosion hervorrufen.

2.1.3 Bewehrungszulagen

Als Bewehrungszulage ist Betonstahl der Normenreihe DIN 488⁷ zu verwenden.

Sofern Brandschutzanforderungen bestehen ist bei Anordnung des Bewehrungsstahls ein lichter Abstand zwischen der Bewehrung zur Oberkante des Stahlprofil-Untergurtes vom mindestens 40 mm einzuhalten.

Der Durchmesser der Längsbewehrung Stahlprofil darf bis 40 mm betragen. Stäbchen nach DIN EN 1992-1-1⁸ / DIN EN 1992-1-1/NA mit zwei Stäben nebeneinander sind zulässig.

2.1.4 Beton

Als Beton ist Normalbeton nach DIN EN 206-1¹⁰ / DIN 1045-2¹¹ mit einer Festigkeitsklasse von mindestens C20/25 zu verwenden. Festigkeitsklassen größer als C35/45 dürfen rechnerisch nicht berücksichtigt werden.

2.1.5 seitlich anschließende Stahlbetondecken

Für die seitlich anschließenden Stahlbetondecken gelten die Bestimmungen in DIN EN 1992-1-1⁸ / DIN EN 1992-1-1/NA und bei Deckensystemen mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung und/oder allgemeiner Bauartgenehmigung ergänzt die Bestimmungen des jeweiligen Bescheids.

Wird bei Verwendung von Teilfertigteildecken oder Profilblechdecken der Ortbeton außerhalb des Stahlprofils zur Berechnung der Tragfähigkeit herangezogen, sollte die Oberkante des Teilfertigteils bzw. Profilblechs unterhalb der Mitte der Stegöffnungen des Stahlprofils liegen. Ist die seitliche Bedingung eingehalten, darf der Kraftfluss mit Fachwerkmodellen nach DIN EN 1992-1-1⁸ / DIN EN 1992-1-1/NA nachgewiesen werden.

⁶ DIN EN 1090-2:2018 Ausführung Stahltragwerke und Aluminiumtragwerke - Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken

⁷ DIN 488 Teil 1 bis 6 Betonstahl Teil 5 Ausgabe 1992, Teil 6 Ausgabe 2010-0

⁸ DIN EN 1992-1-1 :2011-01 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/A1:2015

⁹ DIN EN 1992-1-1 / NA: 2013 Nationaler Anhang National festgelegte Parameter - Eurocode 2 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12

¹⁰ DIN EN 206-1:2011-01 Beton - Teil 1-2: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; in Verbindung mit DIN EN 206-1/A1:2004 DIN EN 206-1/A2:2009 und DIN EN 206-1/A205-09

¹¹ DIN 1045-2:2008 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton - Festlegung Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Anwendung zu DIN EN 206-1

2.2 Bemessung

2.2.1 Allgemeines

Für die Bemessung konstruktive Durchlauf-Verbundträger gilt DIN EN 1994-1-1¹² in Verbindung mit DIN EN 19 92-1-1⁸ / DIN EN 1992-1-1/NA¹ und DIN EN 1993-1-1⁴, sofern nachfolgend nichts anders bestimmt ist.

Stegöffnungen in den statischen Nachweisen des Stahlträgers zu berücksichtigen. Soweit die Höhe h (s. Anlage 6 c) vorzusätzlichen Stegöffnungen Abschnitt 2.1.2 nicht größer als 35 mm und nicht größer als 30 % der zugehörigen Steghöhe $h_{w,i}$ im maßgebenden Schnitt (Anlage 6 c) ist, dürfen sekundäre Biegeeffekte in den Nachweisen vernachlässigt werden.

Bei Verbundträgern mit Aufbeton ist Abschnitt 1 zu beachten.

Die Weiterleitung der Anschlusskräfte an den Auflagern und die Verbindungen von Verbundträgern untereinander ist Bestandteil dieser allgemeinen Bauartgenehmigung und jedem Einzelfall nachzuweisen.

Seitliche Betongüterhalter mitwirkende Plattenbreiten b_{eff} bei der Biegebemessung berücksichtigt werden, sofern sie unter Beachtung der Vorgabe dieses Bescheides nach DIN EN 1992-1-1⁸ / DIN EN 1992-1-1/NA¹ mit einer Lastschubbewehrung geschlossen und bewehrt werden.

2.2.2 Stahlprofil Bauzustand

Das Stahlprofil mit seinen Verbindungen und Anschlüssen ist im Bauzustand nach DIN EN 1993-1-1⁴ für die auftretende Beanspruchung nachzuweisen. In den Nachweisen sind die aus der Auflager- oder Decken resultierenden Querbiegebeanspruchungen, Einflüsse aus Biegung, Torsion, Profilverformungen und sekundäre Biegung im Öffnungsgebiet zu berücksichtigen. Einflüsse auf die Grenztragfähigkeit durch lokales Biegen ist erforderlichenfalls zu berücksichtigen und darf vereinfachend durch den Ansatz effektiver Querschnitte erfolgen.

2.2.3 DELTABEAM Verbundträger bei Raumtemperatur (Kaltfall)

2.2.3.1 Allgemeines

Die Schnittgrößen und die Querschnittsklasse nach der Elastizitätstheorie zu ermitteln. Bei Querschnitten, die die Bedingungen der Klasse 2 nach Anlage 4 erfüllen, darf die Belastungsschicht vernachlässigt werden. Bei Querschnitten der Klassen 3 und 4 die Querschnittstragfähigkeit elastisch oder mit einer Beschränkung der Grenzdehnung gedrückte Querschnitteile auf die Fließdehnung berechnen, wobei bei Querschnitten der Klasse 4 der Einfluss des lokalen Biegens zu berücksichtigen ist, siehe Abschnitt 2.2.3.4.

2.2.3.2 Einwirkungen

Für die Einleitung der Deckenaufkräfte in den Verbundträger darf die in Anlage 3 dargestellte Verteilung der Auflagerpressungen angenommen werden, sofern aufgrund der Regelungen in der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung oder der allgemeinen Bauartgenehmigung für das verwendete Deckensystem unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Auflager oder infolge der konstruktiven Auflagerausbildung eine andere Pressungsverteilung zu berücksichtigen ist.

2.2.3.3 Lokale Querbiegung

Der Einfluss der lokalen Querbiegung des Stahlprofils unter der Querschnittstragfähigkeit des Verbundträgers ist durch einen reduzierten Wert der Streckgrenze $f_{y,eff,i}$ des Stahlprofils untergurtet zu berücksichtigen.

Der von dem Querschnitt abhängige reduzierte Bemessungswert der Streckgrenze ergibt sich zu:

$$f_{y,eff,i} = \alpha_i \cdot f_{y,d}$$

¹²

DIN EN 19 94-1-1:2010 Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1 Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau in Verbindung mit DIN EN 19941/NA:2010-2

Der Reduktionsfaktor α_i darf in Abhängigkeit vom Lastzustandsgrad η für Querbiegung des Stahlprofiluntergurtes einem Kurvenparameter β aus dem Interaktionsdiagramm nach Anlage 3 bestimmt werden.

Dabei sind:

$$\eta = m_{Ed,q,i} / m_{pl,q,d}$$

$$m_{Ed,q,i} = \text{Querbiegemoment im Stahlprofiluntergurt der Deckenauflage im betrachteten Schnitt}$$

$$m_{pl,q,d} = \text{plastisch aufnehmbares Querbiegemoment im Stahlprofiluntergurt alle iniger Beanspruchungs-Querbiegemomente r Vernachlässigung von Seilspannungs Querbiegemomenten}$$

$$\beta = \sqrt{3} \tau_{Ed} / f_{yd} \text{ B iwert zur Berücksichtigung Schubspannungs Querbiegung}$$

$$\tau_{Ed} = \text{Schubspannung im Stahlprofiluntergurt betrachteten Schnitt aus der Auflagerkraft der Decke}$$

Zur Bestimmung der reduzierten Streckgrenze des Stahlprofiluntergurtes ist für den Bereich zwischen den Stegende Beanspruchung der Deckenauflager im Bauzustand zugehen zu legen. Die seitlich auskragenden Teile des Stahlprofiluntergurtes ist die Beanspruchung der Deckenauflager im Endzustand anzusetzen.

Verein facht darf für die auskragenden Teile des Stahlprofiluntergurtes jeweils ein konstanter Reduktionsfaktor verwendet werden, der mit dem maximalen Querbiegemoment und der dazugehörige Schubspannung im Anschnitt an der Stützlinie zu ermitteln ist.

Sobald sich der in Anlage 3 dargestellte Verlauf der Auflagerpressung einstellen kann, darf für den Innenbereich und auskragenden Teil des Stahlprofiluntergurtes vereinfachend von einem in Trägerrichtung konstanten Verlauf des reduzierten Bemessungswertes der Streckgrenze ($f_{yd,eff,i}$ - effektiver Bemessungswert der Streckgrenze) ausgegangen werden, s. Anlage 3.

$$\text{innerer Teil des Stahlprofiluntergurtes: } f_{yd,eff,1} = \alpha_{m,1} \cdot f_{y,d}$$

$$\text{auskragender Teil des Stahlprofiluntergurtes: } f_{yd,eff,2} = \alpha_{m,2} \cdot f_{y,d}$$

mit:

$$\alpha_{m,1} = (\alpha_{1,li} + \alpha_{1,rs}) / 2 - \text{idealisierte Mittelwert der Reduktionsfaktoren über die betreffende Breite des Untergurtes}$$

$$\alpha_{1,li}; \alpha_{1,rs} = \text{Reduktionsfaktoren infolgedes maximalen Querbiegemomentes und der Querkraft aus der Querbeanspruchung im Anschnitt rechts und links im mittleren Bereich des Stahlprofiluntergurtes aus den Beanspruchungen des Bauzustandes}$$

$$\alpha_{m,2} = (0,75 \alpha_2 + \alpha_2) - \text{idealisierte Mittelwert der Reduktionsfaktoren über die betreffende Breite des Untergurtes}$$

$$\alpha_2 = \text{Reduktionsfaktor infolgedes maximalen Querbiegemomentes und der Querkraft aus der Querbeanspruchung im Endzustand am Anschnitt des seitlich auskragenden Teils des Stahlprofiluntergurtes zum Steg}$$

2.2.3.4 Momententragfähigkeit

2.2.3.4.1 Allgemeine

Die Momententragfähigkeit ist unter Beachtung des Einflusses der Querbiegung zu ermitteln. Stegöffnungen im Stahlprofil sind zu berücksichtigen.

Sofern Beton oder Längsverankerung außerhalb des Stahlprofils nicht planmäßig angeschlossen wird, darf ausschließlich der Kernbeton innerhalb des Stahlprofils berücksichtigt werden. Die Berücksichtigung des Aufbaus direkt oberhalb des Obergurtes des Stahlprofils müssen die Bedingungen nach Abschnitt 2.1.1 erfüllt sein.

Wird der außerhalb des Stahlprofils vorhandene Beton bei der Ermittlung der Momententragfähigkeit berücksichtigt, ist der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit nach DIN EN 1992-1-1⁸ / DIN EN 1992-1-1/NA mit $\alpha_{cc} = 0,85$ zu ermitteln. Für Kernbeton darf bei der Ermittlung der Momententragfähigkeit $\alpha_{cc} = 1,0$ angenommen werden.

Die Ermittlung der mittragenden Plattenbreite b_{eff} darf näherungsweise nach DIN EN 1994-1-1¹² erfolgen. Dabei darf ausschließlich der Beton berücksichtigt werden, der durch eine Bewehrung angeschlossen ist. Fertigteile innerhalb der mittragenden Plattenbreite dürfen dann angesetzt werden, wenn die Fuge ausbleibende Übertragung der Biegeschubdruckkräfte der Betondruckzone erlaubt. Bei Fertigteilen, deren Oberkante oberhalb der Mitte der Stöffnulle liegt, ist entsprechend Abschnitt 2.1.5 der Kraftfluss aus der Übertragung der Schubkräfte mit einem Fachwerkmodell nach DIN EN 1992-1-1⁸ / DIN EN 1992-1-1/NA nachzuweisen.

Bei negativer Momentenbeanspruchung die Moment-Querkraft-Interaktion nach Abschnitt 2.2.3.5 zu beachten.

Betonstahlbewehrung bei der Bemessung im Bruchfall darf zur Ermittlung der Momententragfähigkeit bei Raumtemperatur herangezogen werden. Die Verankerung der Bewehrung nach DIN EN 1994-1-1¹² Abs. 6.3.2 auf Grundlage der Teilverbundtheorie nachzuweisen.

2.2.3.4.2 Nachweis der Momententragfähigkeit dehnungsbezug $M_{Rd,dehn}$

Die Momententragfähigkeit darf grundsätzlich dehnungsbezogen ($M_{Rd,dehn}$) unter Berücksichtigung des lokalen Beulensgedrückter Querschnittsteile wie folgt nachgewiesen werden:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd,dehn}} \leq 1,0$$

Für den Beton ist das Parabel-Rechteck-Diagramm aus DIN EN 1992-1-1⁸ / DIN EN 1992-1-1/NA⁹ zugrunde zu legen und die Betonstauchung 5‰ zu begrenzen. Die Dehnung gedrückter Bewehrungs-Querschnitte der Querschnittsklassen 3 oder 4 nach Anlage 4, die nicht vollständig im Beton eingebettet sind oder bei denen lokales Beulen nach den Anforderungen nach DIN EN 1994-1-1¹², Abschnitt 5.5.3 nicht eingehalten sind, ist auf die Fließdehnung begrenzt. Für Querschnitte der Klasse 4 darf der Einfluss des lokalen Beulens durch den Ansatz effektiver Querschnitte nach Anlage 4 berücksichtigt werden.

2.2.3.4.3 Nachweis der Momententragfähigkeit vollplastisch $M_{Rd,pl}$

Alternativ zu Abschnitt 2.2.3.4.2 darf die Momententragfähigkeit unter Einhaltung der Anwendungsregeln dieses Abschnitts vereinfacht vollplastisch ($M_{Rd,pl}$) mit folgender Gleichung nachgewiesen werden:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd,pl}} \leq 0,8$$

Der Querschnitt muss unter Einhaltung der c/t -Werte entsprechend Anlage 4 in die Querschnittsklasse 2 eingestuft werden können.

Folgende Bedingung muss erfüllt sein:

$$z_{pl}/h \leq \zeta_{\text{grenz}}$$

mit:

z_{pl} = Abstand der plastischen Nulllinie von der zugehörigen auf Druck beanspruchten Randfaser,

h = Gesamthöhe des Verbundquerschnitts

$\zeta_{\text{grenz}} = 0,40$ wenn der Kernbeton zur Ermittlung der Momententragfähigkeit herangezogen wird
 $0,15$ wenn auch die außerliegenden Betongurte zur Ermittlung der Momententragfähigkeit herangezogen werden

2.2.3.5 Querkrafttragfähigkeit

Im ausbionierten Zustand darf der Kernbeton zur Abtragung Querkraft herangezogen werden. In diesem Fall ergibt sich die Querkrafttragfähigkeit des DEABEAM Verbinderträgers V_{Rd} aus der Tragfähigkeit des Kernbetons (in Anlage 5 a) dargestellten Fachwerkmodells $V_{Rd,c}$ und der Schubtragfähigkeit (Querkrafttragfähigkeit) des Stahlprofils $V_{Rd,a}$. Der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit des Stahlprofils darf vollplastisch ermittelt werden, wenn einer der nachfolgenden 3 Punkte zutrifft

1. Die Querschnitte des Stahlprofils sind der Klasse 2 zuzuordnen.
2. Lokales Beulen der Stahlstege ist entsprechend den Angaben in DIN EN 1994-1-1¹² Abs. 5.5.3 ausgeschlossen.
3. Lokales Beulen der Stahlstege ist durch den Kern- und den seitlich angrenzenden Beton einer Deckenscheibe (oder gleichwertigem Bauteil) sowie einer durch die Stegöffnungen im Stahlprofil geführten Querbewehrung ausgeschlossen. Als Querbewehrung ist mindestens Durchmesser $d_s = 10$ mm im Abstand von 600 mm vorhanden. Die Querbewehrung ist im seitlich angrenzenden Beton nach DIN EN 192-1-1⁸ / DIN EN 1992-1-1/NA⁹ für die volle Zugkraft verankert und die Breite des seitlich angrenzenden Betons beträgt mindestens dem Abstand der Querbewehrung.

Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit V_{Rd} errechnet sich aus:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,a}$$

mit:

- $V_{Rd,c}$ = Tragfähigkeit des Fachwerkmodells. Für $V_{Rd,c}$ ist der kleinere Wert der Tragfähigkeit von $V_{Rd,max}$ und $V_{Rd,sy}$ zu berücksichtigen.
- $V_{Rd,max}$ = Tragfähigkeit der Betondruckstrebe des Fachwerkmodells
- $V_{Rd,sy}$ = Tragfähigkeit der Zugstrebe des Fachwerkmodells
- $V_{Rd,a}$ = Anteil des Stahlprofils an der Querkrafttragfähigkeit unter Ansatz der Schubtragfähigkeit der Stege und Shearplates (Shearplates sind in Längsrichtung im Stahlprofil eingeschweißte Querkraftbleche vgl. Anlage 15 c), die Shearplates sind über ihre gesamte Länge mit dem Ober- und dem unteren Gurte verschweißt)

Dabei berechnet sich die Tragfähigkeit der Betondruckstrebe zu:

$$V_{Rd,max} = f_{cd} d_c b_w (z / s_h) \cos \theta$$

mit:

- f_{cd} = $\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$
- α_{cc} = 1,0
- d_c = $s_h \sin \theta$
- b_w = wirksame Breite der Betondruckstrebe nach Anlage 6
- z = $z_a \left(1 - \frac{\Delta N_c}{\Delta N_{a,bf}} \left[1 - \frac{z_c}{z_a} \right] \right)$;
 Hebelarm der inneren Kräfte bei positiver Momententragfähigkeit (vereinfacht), alternativ kann der Hebelarm auch im Rahmen einer dehnungsbezogenen Biegemessung ermittelt werden
- z_a = $h_a - 0,5 (t_{ft} + t_{fb})$
- z_c = $z_a - 0,5 z_{pl}$
- z_{pl} = Lage der plastischen Nulllinie

$$\frac{\Delta N_c}{\Delta N_{a,bf}} = \frac{A_{c,pl} \cdot f_{cd}}{\sum [b_{fb,2} \cdot t_{fb,2} \cdot f_{yd,eff,2}] + b_{fb,1} \cdot t_{fb,1} \cdot f_{yd,eff,1}}$$

s_h = Abstand der Mittelpunkte der Stegöffnungen

θ = Neigung der Betondeckung, die zu 45° angenommen werden darf

Für die Tragfähigkeit der Zugstrebe, die durch den Steg bereich zwischen den Öffnungen gebildet wird gilt:

$$V_{Rd,sy} = \sum [t_{w,i} \cdot (s_h - d_{h,i}) + t_{SP,i} \cdot (s_h - d_{SP,i})] \cdot f_{yd}$$

mit:

$t_{w,i}$ = Blechdicke der seitlichen Stegleiche des Stahlprofils

$d_{h,i}$ = Durchmesser vorhandener Stgöffnungen

$t_{SP,i}$ = Blechdicke des Shearplate

$d_{SP,i}$ = Durchmesser vorhandener Öffnungen in Shearplate

Der Anteil des Stahlprofils an der Querkrafttragfähigkeit des Verbundträgers ergibt sich für Querschnitte, deren Bemessungswert der Schertragfähigkeit vollplastisch ermittelt werden darf zu:

$$V_{Rd,a} = \sum [t'_{w,i} \cdot (h_{DB} - \Delta t_{w,o,i} - d_{h,i} \cdot \sin \beta_i) + t_{SP,i} \cdot (h_{DB} - \Delta t_{SP,o,i} - d_{SP,i})] \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

mit:

$t'_{w,i}$ = ideale Dicke des Stegblechs $t'_{w,i} = \frac{t_{w,i}}{\sin \beta_i}$

β_i = Neigungswinkel des Stegblechs, siehe Anlage 2, (90° für senkrechte Stegleiche)

$\Delta t_{w,o,i}$ = Abstand Oberkante Stegblech bis Oberkante Oberflur

$\Delta t_{SP,o,i}$ = Abstand Oberkante Shearplate bis Oberkante Oberflur

Bei Shearplates, deren Blechdicke mindestens der Blechdicke der äußeren Stege des Stahlprofils entspricht ($t_{sp} \geq t_w$), darf die wirksame Breite für die Berechnung der Tragfähigkeit $V_{Rd,max}$ der Betondeckung gemäß Anlage 6a vergrößert werden.

Ist der Wert der bezogenen Querkraft V_{Ed}/V_{Rd} größer 0,3, ist der Einfluss der Querkraft auf die Momententragfähigkeit durch eine Abminderung der Streckgrenze $\rho_w \cdot f_{yd}$ zu berücksichtigen. Der Abminderungswert ρ_w errechnet sich aus:

$$\rho_w = \frac{f_{yd,red}}{f_{yd}} = \min(\rho_{w1}; \rho_{w2})$$

mit:

$$\rho_{w1,2} = \left| \frac{\zeta \pm \sqrt{4 - 3\zeta^2 - 4\beta^2}}{2} \right|$$

$$\zeta = \frac{\sigma_{z,Ed}}{f_{yd}}$$

$\sigma_{z,Ed}$ = Spannung aus der Zugkraft Z_w nach Anlage 5 b)

$$\beta = \frac{V_{Ed,a}}{V_{Rd,a}}$$

$$V_{Ed,a} = V_{Ed} \cdot V_{Rd,a} / V_{Rd}$$

Im Bereich der Stegöffnungen der Einfluss der Vieren der Wirkung auf die Momenten-
tragfähigkeit zu berücksichtigen siehe Anlage 5 b). Dies kann bei Querschnitten der Klasse 2
auf Grund plastischer Berechnungsverfahren erfolgen.

Sofern der Kernbeton mit zur Querkrafttragfähigkeit gerechnet wird, ist am Auflager die
Weiterleitung der aus der Druckstrebe resultierenden Vertikalkomponente $V_{Rd,c}$ nachzuweisen,
siehe Ausführungsplan Anlage 5 c).

Bei überwiegend gleichmäßig verteilten Einwirkungen einem direkten Auflager nach
Anlage 5 c) darf die einwirkende Querkraft V_{Ed} im Abstand $a = h_{DB} - t_f$ vom Auflager für den
Nachweis der Querkrafttragfähigkeit herangezogen werden.

2.2.3.6 Torsion

Im ausbetonierten Zustand wird das Stahlprofil durch den Kernbeton versteift und darf nach
den Regeln der St. Venantschen Torsion behandelt werden. Der Einfluss auf die
Biegetragfähigkeit bei gleichzeitiger Beanspruchung durch Biege- und Torsionsmomente
durch die Reduzierung der Streckgrenze zu berücksichtigen. Die Reduzierung für die
einzelnen Teile des Stahlprofils anhand der folgenden Gleichung zu berücksichtigen:

$$f_{yd,red,i} = f_{yd} \sqrt{1 - \frac{3 T_{Ed}^2}{t_i^2 f_{yd,i}^2}}$$

mit:

$$T_{Ed} = \frac{M_{T,Ed}}{(b_{tf} + b_{fb,1}) \left(h_{DB} - \frac{t_{ft} + t_{fb}}{2} \right)}$$

$M_{T,Ed}$ = Bemessungswert des einwirkenden Torsionsmomentes

$f_{yd,i}$ = Streckgrenze des untersuchten Querschnittsteils, Reduktionen aus
Querbiegung der Querkraft sind erforderlichenfalls darin zu
berücksichtigen

t_i = Blechdicke

Bei Torsionsbeanspruchung der Gleichstrecke nlastend darf auf einen Nachweis der
schrägen Druckstrebe im Kernbeton verzichtet werden, siehe Anlage 7. Bei der Einleitung
größerer Einzellasten ist die Druckstrebe nach DIN EN 1992-1-1 / DIN EN 992-1-1/NA
nachzuweisen.

2.2.3.7 Längstragfähigkeit

Die Längsschubkraft aus der Differenz der Normalkräfte des Stahlprofils zwischen
kritischen Schnitten gemäß DIN EN 1994-1-1¹² zu ermitteln. Die Längsschubkraft wird
durch den die Stegöffnung durchsetzenden Beton (im Folgenden als Betondübel
bezeichnet) und gegebenenfalls durch zusätzliche durch die Öffnung gesteckte
Querbewehrung getragen. Zur Vergrößerung der Längstragfähigkeit dürfen
Kopfbolzendübel nach DIN EN 1994-1-1¹² an den Ober- und Unterseiten des Stahlprofils geschweißt
werden. Die Kopfbolzendübel können an der Unterseite des Obergurtes zur Aktivierung von
Druckkräften im Kernbeton oder auf der Oberseite des Obergurtes zur Aktivierung von
Druckkräften im außen vorhandenen Deckenbeton vorgesehen werden. Werden
Kopfbolzendübel angesetzt ist auch eine durch die Stegöffnung geführte Bewehrung
vorzusehen.

Das Verhalten der Betondübel darf als duktil angesehen werden. Sofern die Voraussetzung
für eine äquidistante Anordnung Verbundstäbe nach DIN EN 1994-1-1¹² erfüllt sind darf
von einer konstanter Verteilung der Längsschubkraft zwischen kritischen Schnitten
ausgegangen werden. Die Längstragfähigkeit $V_{L,Rd}$ ergibt sich zu:

$$V_{L,Rd} = P_{Rd} / s_h$$

mit:

$$P_{Rd} = P_{c,Rd} + P_{s,Rd}$$

$P_{c,Rd}$ = Dübetragfähigkeit des Öffnungspaares ohne Berücksichtigung der durch die Öffnung gesteckten Längsbewehrung (Anlage 7a), bei Randträgern die Hälfte der Dübetragfähigkeit eines Öffnungspaares nach Anlage 7 a) anzusetzen.

$P_{s,Rd}$ = Längstragfähigkeit einer durch die Öffnung geführten Querbewehrung nach Anlage 7a, je Öffnungspaar bei einem Durchmesser der Stegöffnungen 75 mm maximal zwei Bewehrungsstäbe bei einem Durchmesser von 150 mm maximal 4 Bewehrungsstäbe. Es sind zu berücksichtigen, dass die Mindestabstände nach DIN EN 1992-1-1¹⁸ / DIN EN 1992-1-1/Abschnitt 8.2 einzuhalten, je Bewehrungsstahl je Stegblech je weils ein Schnitt gerechnet werden, die Bewehrung mit einer Verankerung nach DIN EN 1992-1-1¹⁸ / DIN EN 1992-1-1/Abschnitt 8.4 zu verankern, eine gleichzeitige Längsbewehrung σ_s (bspw. aus Biege- oder Scheibenspannungen der Decke) ist über den Ausnutzungsfaktor $\xi = \sigma_s / f_{yd}$ nach Anlage 7 b) zu berücksichtigen.

s_h = Abstand der Stegöffnungen in Trägerrichtung

Sofern keine Abbiegung der Bewehrung vorgesehen ist, siehe Anlage 8 a), sollte die Höhe e_b der Abbiegungsmontagefläche möglichst kleiner als der Durchmesser d_h der Stegöffnungen gewählt werden.

Bei auflagernahen Einzellast ist die aus der Einzellast resultierende Längsschubkraft als kritischen Schnitt über die Kopfplatte entsprechend Anlage 8 abzutragen. Die Kopfplatte und die Schweißnähte am Auflager sind nachzuweisen. Die Endverankerung der Zugbeanspruchter Längsbewehrung im Kernquerschnitt ist ebenfalls nachzuweisen und erforderlichenfalls durch besondere Maßnahmen (bspw. durch Anschweißen an der Kopfplatte) zu verankern.

Für die Tragfähigkeit der Teilverbundtheorie eine ausreichende Momentendeckung nachzuweisen. Für Träger mit Gleichstreckenlasten ist ein Verhältniswert der plastischen Momententragfähigkeit des Stahlprofils $M_{a,Rd}$ zur plastischen Momententragfähigkeit des Verbundträgers M_{Rd} größer 0,4 darf auf einen Nachweis der Momentendeckung verzichtet werden.

2.2.3.8 Schweißung des Betongurtes

Die Nachweise der Längstragfähigkeit im Plattenanschnitt sind die maßgebende Dübemrissflächen nach DIN EN 1994-1-1¹² zu führen, Schnitte siehe Anlage 8 a).

2.2.4 Nachweis des DELTABEAM Verbundträgers für den Brandfall

2.2.4.1 Allgemeines

(1) Werden Anforderungen hinsichtlich der Feuerwiderstandsdauer gestellt, so ist unter Berücksichtigung der maßgebenden Angaben der Feuerwiderstand des DELTABEAM Verbundträgers im Einzelfall nachzuweisen.

(2) Die nachfolgenden Ausführungen zum Feuerwiderstand gelten für den DELTABEAM Verbundträger. Nachweise des Feuerwiderstandes der fertigen Deckenkonstruktionen davon unberührt.

Der Nachweis der Brandeinwirkung von der Oberseite kann analog zum Nachweis der Brandeinwirkung von der Unterseite geführt werden.

Sofern die Oberseite der Betondecke oberhalb des oberen Gesäßes des Deltabeam Verbundträgers liegt, so ist die Oberseite der Betondecke aufweist kann die Temperatur im oberen Gesäß des Trägers unter Berücksichtigung der Betondeckung gemäß DIN EN 1992-1-2¹³, Anhang A, Bild A.2 ermittelt werden.

¹³ DIN EN 1992-1-2:2002 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall
Verbindung mit DIN EN 1992-1-2/NA:200-12
DIN EN 1992-1-2/NA/A1:2015-09

(3) Soweit nachfolgend nichts anderes bestimmt wird, gilt für den Nachweis des Feuerwiderstandes die konstruktive Durchbildung der Verbundträger im Brandfall DIN EN 1994-1-2¹⁴.

(4) Die Tragfähigkeit des DELTABEAM Verbundträgers im Brandfall ist für die maßgebende Feuerwiderstandsdauer nachzuweisen. Die Baulichttemperaturen sind dafür nach den Anlagen 11 bis 15 zu ermitteln.

(5) Sofern der DELTABEAM Verbundträger keine brandschutztechnische Bekleidung die erforderlich e Feuerwiderstandsdauer geschützt ist, darf auf Nachweise für den Brandfall des DELTABEAM Verbundträgers verzichtet werden. Der Nachweis des DELTABEAM Verbundträgers mit brandschutztechnischer Bekleidung ist nicht Bestandteil dieses Bescheides.

2.2.4.2 Baulichttemperaturen und temperaturabhängige Materialeigenschaften

(1) Die Baulichttemperaturen des Stahlprofils dürfen nach den Anlagen 10 bis 15 ermittelt werden. Auf Basis der ermittelten Baulichttemperaturen sind die Materialeigenschaften nach DIN EN 1994-1-2¹⁴ zu bestimmen.

Der Temperaturverlauf über die Stege des Baustahlquerschnitts darf zwischen den Orten $z = 0$, $z = 55$ mm und $z = 135$ mm durch lineare Interpolation bestimmt werden.

(2) Der Beton darf unter Abzug der Höhe $h_{c,fi}$ am bflamnten Bauteilrand ohne Berücksichtigung erhöhter Temperaturen mit der Festigkeit f_c nach DIN EN 1994-1-2¹⁴ angesetzt werden.

(3) Die Temperaturen im Stahlprofil und der Bewehrung sind nach Anlage 10 bis 15 unter Beachtung der dort angegebenen Randbedingungen zu bestimmen. Die Tabellenwerte nach Anlage 13 gelten für den DELTABEAM Verbundträger in Kombination mit Ortbetondecke oder Fertigteildecken mit Aufbeton, bei denen der Querschnitt bis auf den Untergrund vollständig in die Decke integriert wird (einseitige Beflammung, siehe Anlage 10 b)). Die Tabellenwerte nach Anlage 12 gelten für Querschnitte, bei denen der Bereich oberhalb der seitlichen Untergründe $b_{b,2}$ siehe Anlage 10 a), vollständig ausbetoniert wird, wobei eine seitliche Beflammung möglich ist (dreiseitige Beflammung, siehe Anlage 10)).

(4) Die berechneten Temperaturen nach Anlage 13 gelten für seitliche Untergründe mit einer Breite $b_{b,2} \geq 100$. Bei $b_{b,2} \geq 200$ darf, wenn auch die Decke bis zu dieser Breite vollständig ausbetoniert ist, grundsätzlich eine einseitige Beflammung vorausgesetzt werden. Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

(5) Die in den Anlagen 11 bis 13 angegebenen Temperaturen in der Bewehrung gelten für einen horizontalen Abstand der Bewehrungsachse zum Steg von 50 mm, siehe Anlage 15 b). Bei geringeren horizontalen Achsabständen zwischen der entsprechenden Temperatur θ_s der Bewehrung für 50 mm Achsabstand oder der Temperatur des Steges in Höhe der Bewehrungsachse linear zu interpolieren. Schließt ein Bewehrungsstab unmittelbar an den Stegen an, ist die Stegtemperatur des Stahlprofils in der entsprechenden Höhe anzusetzen. Eine Verringerung der Temperatur in der Bewehrung bei einer Erhöhung des horizontalen Achsabstands ist zulässig.

(6) Bei Anordnung von U-Profilen in Form von U-Profilen, die keinen unmittelbaren Kontakt mit den Stegen des DELTABEAM Verbundträgers haben, sind die Temperaturen im Stahlprofil nach den Anlagen 10 bis 12 eine dreiseitige Beflammung bestimmen. Absatz (5) dieser Abschnitts darf angewendet werden. Dabei darf der Einfluss der U-Profile auf die Erwärmung des Stahlprofils vernachlässigt werden. Es dürfen U-Profile mit einer Höhe bis maximal 200 mm verwendet werden.

(7) Bei Verwendung abkanteten Blechen als Abschalprofile, werden diese mit dem Untergurt des Stahlprofils verschweißt und mit Blechlaschen in Abständen von ≥ 600 mm an den Stegen des Stahlprofils geschweißt. Es sind Bleche bis maximal 6 mm Dicke zu verwenden. Der Einfluss dieser Bleche auf die Erwärmung des Stahlprofils ist gemäß Anlage 15 zu berücksichtigen. Der obere Schenkel der abkanteten Bleche darf für die Verwendung gemäß Anlage 15 a) eine Breite von 80 mm nicht überschreiten.

(8) Für Randträger entsprechend Anlage 2 a) sind die nach den Anlagen 11 bis 13 bestimmten Temperaturentsprechend Anlage 15 a) zu korrigieren. Eine seitliche Beflammung des Randträgers am freien Rand und eine oberseitige Beflammung müssen ausgeschlossen sein. Das Lichtmaß zwischen der Innenkante des äußeren Steges und der Bewehrungsspitze der Randträger mindestens 55 mm betragen.

(9) Mittelträger nach Anlage 2 a) dürfen nach am Deckenrand als Randträger eingesetzt werden. Der Bereich oberhalb des auskragenden Untergurtflansches $b_{fb,2}$ ist mindestens bis zur Oberkante des DELTABEAM Randträgers auszubetonieren. Es darf ein werkseitiges, abkantetes Abschleibblech mit einer Dicke $b_{st} = 6$ mm auf dem Untergrundflansch eingesetzt werden, welches mit einem Abstand zum Ende des auskragenden Untergurtflansches $b_{fb,2}$ auf die Seite verschweißt und in Abständen ≥ 60 mm mit Blechlaschen am Obergurt verschweißt wird. Sofern eine seitliche Beflammung des Deckenrandes möglichst, sind die Bauteiltemperaturen nach den Anlagen 11 bis 13 und dreiseitige Beflammung zu ermitteln. Wenn keine seitliche Beflammung des Deckenrandes möglichst nicht, sich die Art der Beflammung nach der konstruktiven Ausführung der Innenseite des DELTABEAM Verbundträgers gemäß Anlage 10 a) oder b). Absatz (5) dieses Abschnitts gilt entsprechend.

(10) Die Breite des auskragenden Untergrundflansches vor Mittelträgern nach Anlage 2 a) darf auf $b_{fb,2} \geq 6$ mm verkleinert werden. An Deckenrändern oder bei dreiseitiger Beflammung müssen in diesem Fall die Bauteiltemperaturen gemäß Anlage 14 vergrößert werden. Sofern eine seitliche Beflammung konstruktiv verhindert wird und der Untergrundflansch nicht zur Auflagerung von Deckenlasten herangezogen wird, darf die Breite des auskragenden Untergrundflansches auf $b_{fb,2} \geq 20$ mm reduziert werden. In diesem Fall ist keine Erhöhung der Temperaturentsprechend Anlage 14 erforderlich, die Temperaturen im außerliegenden Steg sind jedoch analog zu Anlage 15 a) für Randträger zu ermitteln.

(11) Wenn im Kernquerschnitt des DELTABEAM Verbundträgers zusätzliches Blech zur Querkraft-Verstärkung (Shearplate) angeordnet ist, vgl. Anlage 14 b), links, ist der Einfluss auf die Bauteiltemperaturen nach Anlage 14 zu berücksichtigen. Die Breite des Kernquerschnitts $b_{fb,1}$ ist dabei für die Anwendung der Formel nach Anlage 11 bis 13 durch eine effektive Breite $b_{fb,1,SP}$ nach Anlage 14 b) zu ersetzen. Zusätzlich ist anstelle der Stegdicke t_w die Dicke des Shearplates t_{SP} in den Formeln der Anlagen 11 bis 13 anzusetzen.

2.2.4.3 Momententragfähigkeit

(1) Die Berechnung der Momententragfähigkeit im Brandfall ist entsprechend DIN EN 1994-1-2¹⁴, Abschnitt 4.3.1 auf Grundlage der Plastizitätstheorie an einem brandreduzierten Querschnitt durchzuführen, siehe Anlagen 9, a) und b). Für Querschnittsteile des Stahlprofils mit einem Abstand von mehr als 135 mm müssen an der Oberkante des unteren Flansches eine Reduzierung der Festigkeit nicht erforderlich. Zusätzliche konstruktive Maßnahmen wie seitliche Abschalprofile dürfen bei der Berechnung der Momententragfähigkeit nicht angerechnet werden.

(2) Bei gleichzeitiger Wirkung von Schubspannung, Querkraft und Torsion gelten die Interaktionsbeziehungen nach 2.2.3.5 bzw. 2.2.3.6, wobei die aufgrund der Temperaturentsprechend reduzierten Werkstofffestigkeiten zu berücksichtigen sind.

(3) Bei Randträgern darf der senkrechte Zuganspruch an die Stege des Stahlprofils zur Ermittlung der Momententragfähigkeit im Brandfall berücksichtigt werden. Bei Druckanspruch bei der Ermittlung der positiven Momententragfähigkeit der Einfluss des Stegbeulens zu berücksichtigen.

2.2.4.4 Querkrafttragfähigkeit

(1) Bei einer unmittelbaren Beflammung des Untergurtes entfällt die umschriebene Wirkung des Stahlprofils auf den Kernbeton. In diesem Fall ergibt sich die Querkrafttragfähigkeit des gesamten Querschnitts allein aus der Querkrafttragfähigkeit der Stahlteile $V_{a,Rd,fi}$. Die Temperaturverteilung im Steg ergibt sich nach den Anlagen 10 bis 15. Steganteile mit Temperaturen oberhalb von 500 °C dürfen nicht berücksichtigt werden. Für Stegteile mit Temperaturen von 400 °C bis 500 °C darf vereinfachend der Mittelwert der Reduktionswerte $\eta_{s,fi} = 0,89$ angenommen werden.

(2) Eine Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit des Gesamtquerschnitts kann durch die Anordnung einer geeigneten Verbügelung nach DIN EN 1992-1-1⁸ / DIN EN 1992-1-1⁹ NA erfolgen. Beispiele für eine mögliche Verbügelung sind in Anlage 16, a) dargestellt. Bei einer Ausführung nach Anlage 16, a), Typ 1 sind die Biegeländerungen in der Druckzone zu schließen. Wenn die Längsbewehrung nach Anlage 16, a), Typ 2 angeschlossen wird, ist der erforderliche Betonstahlquerschnitt des beidseitig angeschweißten Bewehrungsstabes wie für einen geschlossenen Bügel nach Anlage 16, a), Typ 1 zu ermitteln. Für die Ausführung sind Stabdurchmesser von 8 mm bis 20 mm zulässig. Dabei ist für die Bemessung des horizontalen Bewehrungsstabes eine Streckgrenze von 0,6 $k_{s,0} f_{s,fi,d}$ zu berücksichtigen. Der horizontale Bewehrungsstab ist beidseitig an den Steg mit einer laufenden Kehlnäht zu verschweißen. Dabei darf die folgende Schweißnahtdicke nicht überschritten werden:

$$a_w = 81 d_s \frac{f_{s,fi,d}}{f_{y,fi,d}} \geq 3,5 \text{ mm}$$

(3) Bei Anordnung einer zusätzlichen Längsbewehrung nach Anlage 16, a) ergibt sich die Querkrafttragfähigkeit aus der Querkrafttragfähigkeit des Stahlprofils und dem Fachwerkmodell nach Anlage 9, c). Die Anteil der Bemessungsquerkraft $V_{Ed,fi}$ infolge des Stahlprofils $V_{a,Ed,fi}$ auf den Stahlbequerschnitt $V_{c,Ed,fi}$ entfallender Anteil darf wie folgt bestimmt werden:

$$V_{a,Ed,fi} = V_{Ed,fi} \frac{M_{pl,a,Rd,fi}}{M_{pl,Rd,fi}}$$

$$V_{c,Ed,fi} = V_{Ed,fi} - V_{a,Ed,fi}$$

mit:

- $V_{Ed,fi}$ = Bemessungswert der einwirkenden Querkraft im Brandfall
- $M_{pl,a,Rd,fi}$ = Bemessungswert der plastischen Momententragfähigkeit des Stahlprofils im Brandfall
- $M_{pl,Rd,fi}$ = Bemessungswert der plastischen Momententragfähigkeit des DELTABEAM Verbüglers im Brandfall

(4) Die anteilige Bemessungsquerkraft des Stahlprofils $V_{a,Ed,fi}$ darf die in Abschnitt 2.2.3.5 angegebene Querkrafttragfähigkeit des Stahlprofils nicht überschreiten. Für das Fachwerkmodell ist die Druckstrebe und die durch die gebügelte Bewehrung, siehe Anlage 13 a), Abb. 1, gebildete Zugstrebe in Anlehnung an DIN EN 1992-1-1⁸ / DIN EN 1992-1-1/NA⁹ und DIN EN 1992-1-2¹³ unter Berücksichtigung der temperaturbedingten Abminderungen der Materialfestigkeiten zu bestimmen, siehe Anlage 10, c). Die Bestimmung des Stabdurchmessers und Abstandes bei einer Verbügelung nach Anlage 6, a), Typ 2 kann vereinfacht wie für einen geschlossenen Bügel nach Anlage 16, a), Typ 1 erfolgen. Zusätzlich ist in diesen Fällen die Tragfähigkeit der Zugstrebe nachzuweisen, die durch den Steg zwischen den Öffnungen des Stahlprofils gebildet wird.

(5) Bei Ansatz des Kernbetons zum Querkraftabtrag ist die Auflagerung des Querkraftanteils $V_{c,fi,Ed}$ sicherzustellen. Erfolgt die Auflagerung des Trägers mittels Kopfplatten an den Trägern, ist die Einleitung des Querkraftanteils $V_{c,fi,Ed}$, z. B. durch die Kopfplatte angeschweißte Kopfbolzendübel und Bewehrung, zu gewährleisten. Sofern die Auflagerung durch eine im Edzustand ausbetonierte Konsole erfolgt, kann sich die Betondeckstrebe auf dem unteren Flansch der Konsole aufstützen. Ein Ausführungsbeispiel ist in Anlage 6, c) dargestellt.

(6) Sofern keine Verbügelung vorgenommen wird und die im Kernbeton befindliche Bewehrung für die Biegebemessung Brandfallrangezo gewirkt, sind geeignete Maßnahmen zum Anschluss der Bewehrung zu treffen. Zu diesem Zweck ist die Bewehrung mit der Stege zu verschweißen oder eine Endverankerung der Bewehrung durch Verschweißen mit den Kopfplatten an den Trägern herzustellen. Die Bewehrung ist nach der DIN EN ISO 176 anzuschweißen. Sämtliche Schweißnähte und die Kopfplatten sind unter Berücksichtigung der temperaturbedingten Abminderung der Materialfestigkeiten nachzuweisen. Bei einem direkten Anschluss der Bewehrung an die Stege ist für die Abminderung der Betondeckstrebe die nach Anlage 10 ermittelte Stegtemperatur zu berücksichtigen. Die Höhe der Abminderung ist nach Anlage 10 zu ziehen.

(7) Sofern eine Verbügelung des Anschlusses der Bewehrung hergestellt werden soll, ist nachzuweisen, dass die aus dem Versatz der Öffnung zum Längsbewehrung resultierende Druckstrebenzugkomponente durch das Fachwerkmodell entsprechend Abschnitt 3.5.4 (4) aufgenommen werden. Vereinfacht darf für die Druckstreben ein Neigungswinkel von 45° angenommen werden, siehe Anlage 9, d).

(8) Der größte Abstand der Bewehrung (s. Anlage 6) in Trägern darf nicht größer als 300 mm sein, wenn die Verbügelungsschweißung den Anschluss der Längsbewehrung Brandfallrangezo gewährleisten soll. Wenn der Kernbeton zum Querkraftabtrag rangezo wird, gilt für die größten Abstände die in EN 992-1-1 § 17.1.1 Abs. 9.2.2 festgelegt ist.

2.2.4.5 Verbundtragfähigkeit

(1) Die Auswirkungen der Temperaturbeanspruchung auf die Verbundtragfähigkeit der Beton ist wie folgt zu berücksichtigen:

$$P_{c,fi,Rd} = k_{i\theta} \cdot \frac{A_{\phi,fi}}{A_{\phi}} \cdot P_{fi,Rd}$$

mit:

$$k_{i\theta} = \min(k_{c\theta}, k_{a\theta})$$

$$k_{c\theta} = \text{temperaturabhängiger Abminderungsfaktor für die Betondeckstrebe resultierend aus der Temperatur an Öffnungsunterkante, falls im Öffnungsbereich Temperaturen oberhalb } 500^\circ\text{C} \text{ vorliegen ist eine reduzierte Betondeckstrebenanzunehmen und der Abminderungsfaktor } k_{c\theta} \text{ für eine Temperatur von } 500^\circ\text{C} \text{ zu verwenden}$$

$$k_{a\theta} = \text{temperaturabhängiger Abminderungsfaktor für die Streckgrenze des Baustahls infolge der nach Anlage 11 bestimmten Temperaturen}$$

$$A_{\phi,fi} = d_h^2 \pi / 4 - A_{KA}$$

$$d_h = \text{Öffnungsdurchmesser}$$

$$A_{KA} = \text{Anteil der Öffnungsfläche im Bereich mit Temperaturen oberhalb } 500^\circ\text{C}$$

$$A_{\phi} = d_h^2 \pi / 4$$

$$P_{fi,Rd} = \text{Tragfähigkeit eines Öffnungspaares im Brandfall mit } P_{fi,Rd} = 1,25 P_{c,Rd} \text{ mit } P_{c,Rd} \text{ nach Anlage 7, a), bei Brandtragern die Hälfte der tabellierten Werte zu verwenden.}$$

Bei der Ermittlung von A_{KA} ist die nach Anlage 11 ermittelte Stegtemperatur zugrunde zu legen.

(2) Die Auswirkung der Temperaturbeanspruchung auf die Tragfähigkeit einer durch die Öffnungen in der Bewehrung ist zu berücksichtigen.

Die Abminderung mit den nach Anlagen 11 und 15 Höhe in der Achse der Bewehrung ermittelten Stegtemperaturen durchzuführen

$$P_{S,fi,Rd} = k_{i\theta} \cdot P_{S,fi,net}$$

mit:

$k_{i\theta}$ = Abminderungswert infolge Temperatur, dabei ist der kleinere Wert aus $k_{c\theta}$ und $k_{a\theta}$ zu verwenden.

$P_{S,fi,net}$ = Tragfähigkeit einer durch die Stegöffnungen der Bewehrung mit $P_{S,Rd}$ mit $P_{S,Rd}$ nach Anlage 7, b) mit $\gamma_{Rd} = 1,0$ und f_{cd} bzw. f_{sd} gemäß DIN EN 1994-1-2¹⁴

2.2.4.6 Auflagerung der Decken

(1) Es ist eine Auflagerbewehrung anzuordnen siehe Anlage 16 b) Die Auflagerbewehrung ist so zu bemessen, dass die Einleitung der Auflagerkräfte aus den Decken in den Verbinder unter Branderhaltung gewährleistet ist.

(2) Die Bemessung der Bewehrung ist unter Ansatz der durch die Temperaturbeanspruchung reduzierten Materialfestigkeiten durchzuführen. Die Bewehrung ist oberhalb des Bereiches $h_{c,fi}$ nach DIN EN 1994-1-2¹⁴, Tabelle 1 anzuordnen und ist ein Verankerungsmaß $l_{b,net}$ von mindestens 250 mm einzuhalten

2.2.5 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

2.2.5.1 Gebrauchstauglichkeit im Bauzustand

Für den Nachweis des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit im Bauzustand ist die Verformung des Stahlprofils ohne Mitwirken der Decke auf Grundlage der Elastizitätstheorie zu berechnen. Dabei sind Verformungsanteile aus Biegung, Torsion und Profilverformung zu berücksichtigen.

2.2.5.2 Gebrauchstauglichkeit im Endzustand

2.2.5.2.1 Allgemeines

Die Schnittgrößen und Verformungen sind unter Berücksichtigung der Rissbildung berechnen. Bei der Verformungsrechnung sind die Einflüsse aus der Belastungsgeschichte sowie aus Kriechen und Schwinden zu berücksichtigen

Bei Trägern mit einem Verdrehungsgrad η größer 0,5 darf die Nachgiebigkeit der Verbinder bei der Verformungsrechnung vernachlässigt werden. Andernfalls ist die Berechnung der Theorie des elastischen Verbundes mit den Dübelsteifigkeiten nach Anlage 17 d) durchzuführen

2.2.5.2.2 Rissbreitenbegrenzung

Für die Beschränkung der Rissbreite gelten die Regelungen von DIN EN 1992-1-1⁸ / DIN EN 1992-1-1/NA⁹.

Bei Querschnitten mit Aufbeton ist eine durchgehende Mindestbewehrung $a_{s,Riss}$ erforderlich, die für die Rissnormalkraft N_R unter Berücksichtigung der Grenzspannung nach DIN EN 1992-1-1⁸ / DIN EN 1992-1-1/NA Abschnitt 7.3 zu bestimmen ist, sofern nicht nachgewiesen wird, dass die Zwangskräfte Berücksichtigung der Rissbildung geringer als die Rissnormalkraft N_R ist.

$$N_R = k \cdot f_{ct,eff} \cdot h_{ct}$$

mit:

k = Beiwert zur Berücksichtigung nichtlinear verteilten Eigenspannungen der mit $k = 0,8$ angenommen werden darf,

$f_{ct,eff}$ = effektive Betonzugfestigkeit für die der Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit f_{ctm} nach DIN EN 199 2-1-1 / DIN EN 1992-1-1/NA, Tabelle 3.1 angesetzt werden darf, jedoch mindestens 3 N/mm^2 ,

h_{ct} = Aufbetondecke

Wird die Mindestbewehrung gleichzeitige Schulterscheitelpunktbewehrung ergibt sich unter Berücksichtigung der erforderlichen Schulterscheitelpunktbewehrung $a_{s,T}$ die resultierende Gesamtbewehrung a_s aus den nachfolgenden Gleichungen. Der größere Wert ist maßgebend.

$$erf a_s = a_{s, Riss} + 0,5 a_{s, T}$$

$$erf a_s = a_{s, T}$$

2.2.5.2.3 Betondeckung

Die erforderliche Betondeckung ergibt sich nach DIN EN 199 2-1-1 * / DIN EN 1992-1-1/NA in Abhängigkeit von der Einstufung der Expositionsklasse. Sofern dies zur Einhaltung der Betondeckung erforderlich ist, kann die Bewehrung durch zusätzliche Öffnungen, die neben den Entlüftungslöchern in den Stegen des Stahlprofils anzuordnen sind, durchgeführt werden.

2.2.5.2.4 Berechnung der Verformung

Sofern kein genauer Nachweis geführt wird, kann die Biegesteifigkeit für die Verformungsrechnung aus der linearisierten Momenten-Krümmungsbeziehung nach Anlage 17 a) bestimmt werden. Dabei ergibt sich das elastische Biegemoment $M_{el,Rk}$ durch eine der nachfolgenden Berechnungen bei Erreichen der Fließdehnung der äußeren Querschnittsfaser des Stahlprofils bzw. der Längsbewehrung.

Sofern außerliegender Beton und Längsbewehrung (parallel zum DELTABEAM Verbinder) durch eine Scheitelpunktbewehrung geschlossen ist, darf für die Berechnung der Biegesteifigkeit die Breite b_{eff} nach DIN EN 199 4-1-1¹² verwendet werden. Ist der außenliegende Beton nicht planmäßig mit dem Kernquerschnitt angeschlossen und ist mit einer gerissenen Kontaktfläche zwischen Beton und Stahlträger zu rechnen, begrenzt sich die zur Berechnung der Biegesteifigkeit ansetzbare Breite b_v auf die Breite des Stahlprofilunterflans. Sofern im Bereich von Fertigteilen in Trägerschnittkreuzungen Kräfte übertragen werden können, beschränkt sich die Breite b_v auf die Breite des Vergussbetons, siehe Anlage 17. In diesem Fall darf die Biegesteifigkeit zur Verformungsrechnungswise aus dem Mittelwert der Biegesteifigkeit im Zustand I und Zustand II berechnet werden.

2.2.5.2.5 Beanspruchungen Kriechen und Schwinden

Einflüsse aus Kriechen und Schwinden dürfen nach DIN EN 1994-1-1¹², Abschnitt 5.4.2.2 berücksichtigt werden. Sofern die Biegesteifigkeit aus der Momenten-Krümmungsbeziehung bestimmt wird, siehe Abschnitt 2.2.5.2.4, kann anhand der Biegesteifigkeit EI_{calc} , siehe Anlage 17 a), ein Ersatzquerschnitt definiert werden, siehe Anlage 17 c), bei dem allein der Beton im ungerissenen Bereich angesetzt wird. Für diesen Querschnitt dürfen die zeitabhängigen Einflüsse mit Hilfe von Reduktionszahlen nach DIN EN 1994-1-1¹² nach dem Gesamtquerschnittsverfahren berechnet werden.

Die primären Beanspruchungen aus Schwinden gemäß Anlage 17 e) sind in Anlehnung an DIN EN 1994-1-1¹², Abschnitt 5.4.2.2 zu bestimmen. Zur Ermittlung der Schwindnormalkraft wird die Fläche des ungerissenen Betons im Bereich der effektiven Breite $b_{eff,s}$ angesetzt. Die Breite $b_{eff,s}$ wird allein zur Ermittlung der Verformungen aus Schwinden eingeführt. Sie entspricht der 1,35-fachen Breite b_v , ist aber kleiner als die geometrische Breite, siehe Anlage 17.

2.3 Ausführung

Die auf den Liefer scheinen des Stahlbaus angegebene Ausführungsklasse (EXC2 oder EXC3) ist vom Ausführenden auf Einhaltung für die Konstruktion festzulegen. Anforderungen nach Abschnitt 2.1 zu überprüfen.

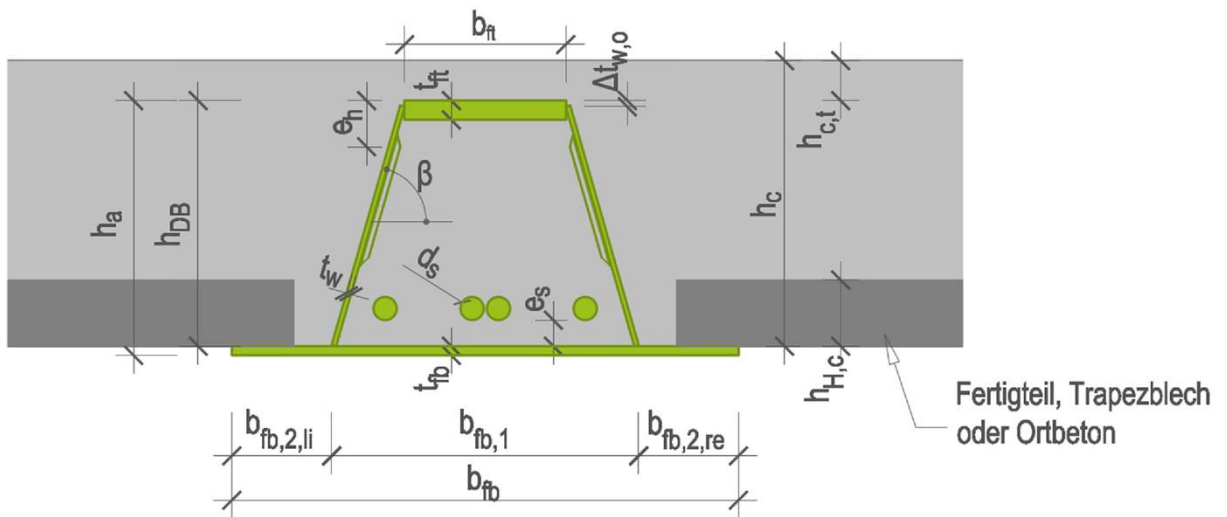
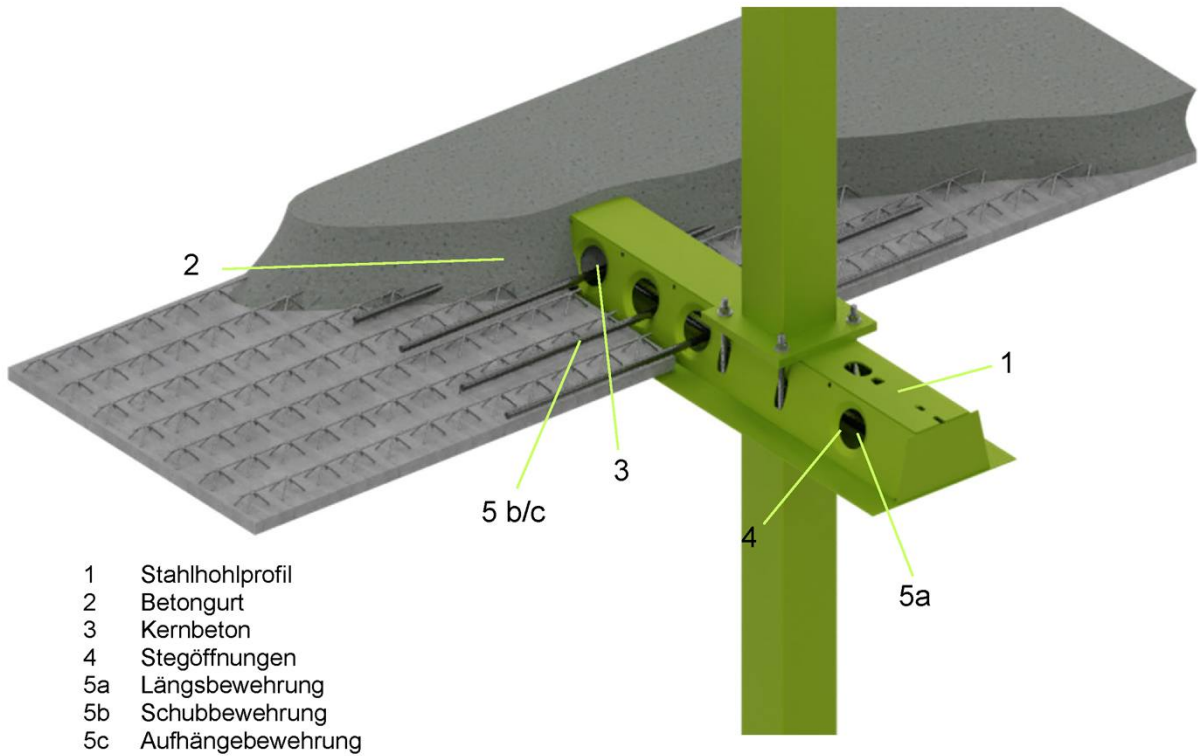
Beim Aussonieren des Stahlprofils ist eine vollständige Entlüftung möglicher Hohlräume (insbesondere bei Querschnitten mit Abschalprofilen) und eine hinreichende Verdichtung des Betons zu gewährleisten.

Die ausführende Firma hat, zur Bestätigung der Übereinstimmung der DEABEAM Verträge mit der allgemeinen Bauartgenehmigung, eine Übereinstimmungserklärung gemäß §§ 16 a Abs.5 i.V.m. 21 Abs. 2 MBO¹⁶ abzugeben.

Dr.-Ing. Ronald Schwuchow
Referatsleiter

Begleitet
Bertram

¹⁶ bzw. deren Umsetzung in den Landesbauordnungen



DELTABEAM® Verbundträger

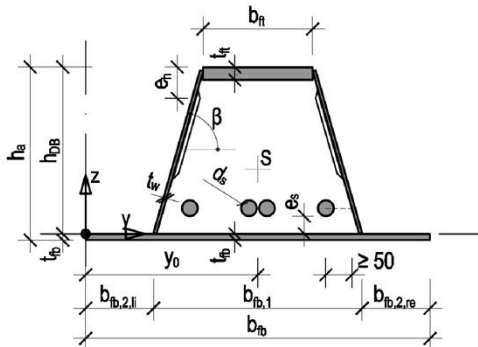
Systemübersicht

Anlage 1

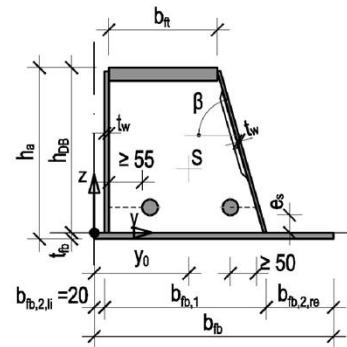
gesehen Gebhardt

a) Querschnittstypen

DELTABEAM Mittelträger (D18 bis D70)



DELTABEAM Randträger (DR18 bis DR70)

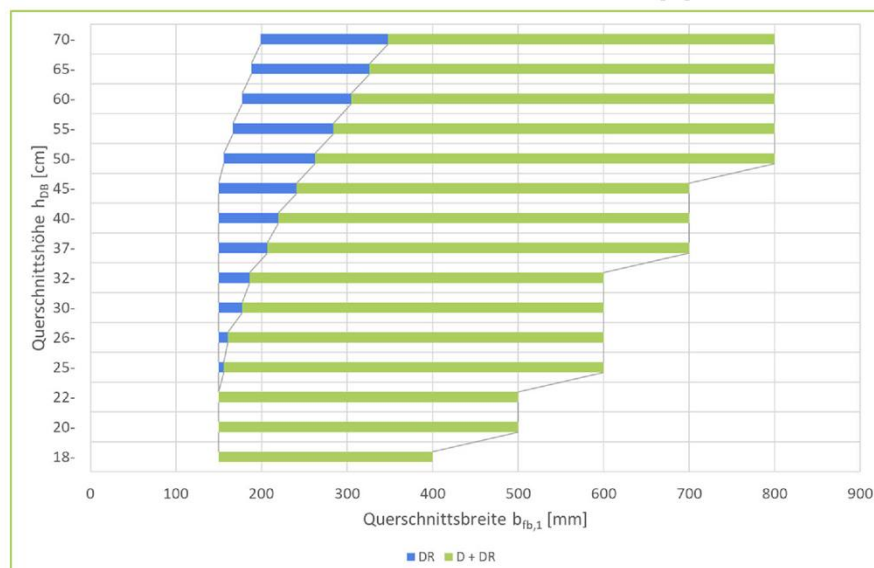


b) Anwendungsgrenzen der Querschnittsparameter

Abmessungen [mm]	t _{fb}	t _{ft}	t _w	e _h	e _s	β	d _s
Min.	6	10	5	45	40	71°	20
Max.	30	60	10	-*1)	-	78°	40

*1) Das Maß e_h ist unter Beachtung folgender Regeln begrenzt: Die Stegöffnungen sollten nach Möglichkeit im Bereich der Druckzone (bezogen auf die Feldmitte) des Trägers angeordnet sein. Die Steghöhe unterhalb der Stegöffnung muss mindestens 25mm (über der Oberkante der Untergurtplatte) betragen.

c) Querschnittsband – Minimale und maximale Breite bfb,1 in Abhängigkeit von der Trägerhöhe



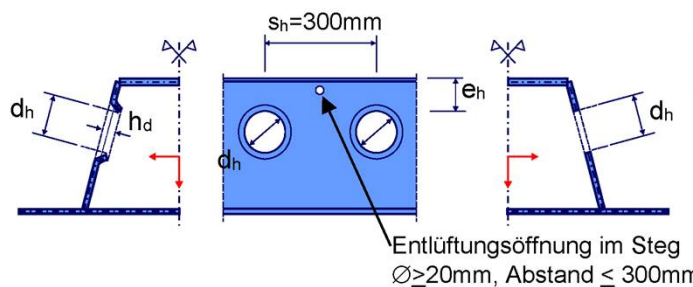
Zwischengrößen von h_{DB} und $b_{fb,1}$ sind frei skalierbar

d) Stegöffnungen

Öffnungsform (DL)

$$\begin{aligned} d_h &= 80\text{mm}, \quad h_d \approx 13\text{mm} \\ d_h &= 150\text{mm}, \quad h_d \approx 15\text{mm} \end{aligned}$$

Nennstärke der Stege:
 $5\text{mm} \leq t_w \leq 10\text{mm}$



Öffnungsform (NL)

$d_h = 80\text{mm}$
 $d_h = 150\text{mm}$

Entlüftungsöffnung im Steg
 $\varnothing \geq 20\text{mm}$, Abstand $\leq 300\text{mm}$

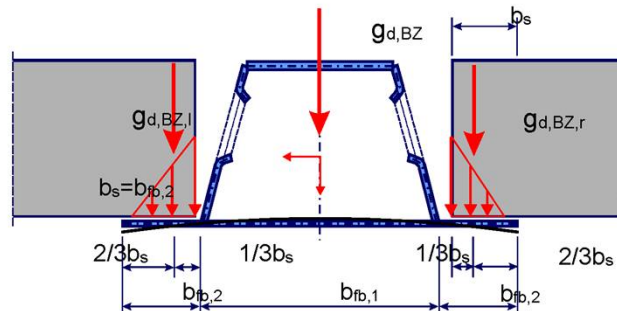
DELTABEAM® Verbundträger

Profiltypen

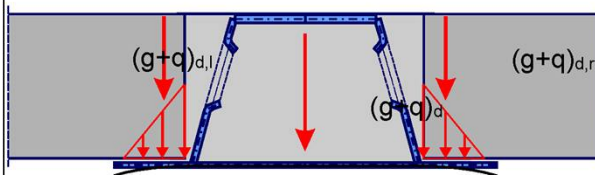
Anlage 2

gesehen Gebhart

- a) Abminderungsbeiwert $\alpha_{m,1}$ der Streckgrenze für den Untergurt im Bereich $b_{fb,1}$ im Endzustand, resultierend aus Beanspruchungen aus der Auflagerung von Fertigteilen im Bauzustand (BZ)



- b) Abminderungsbeiwert $\alpha_{m,2}$ der Streckgrenze für den Untergurt im Bereich $b_{fb,2}$ für Beanspruchungen aus der Auflagerung der Decke im Endzustand (EZ)



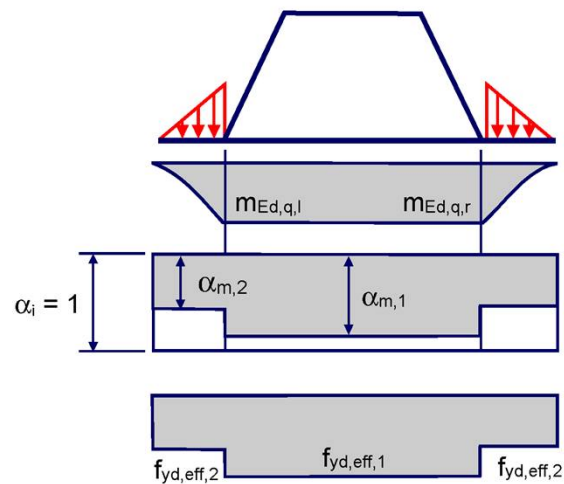
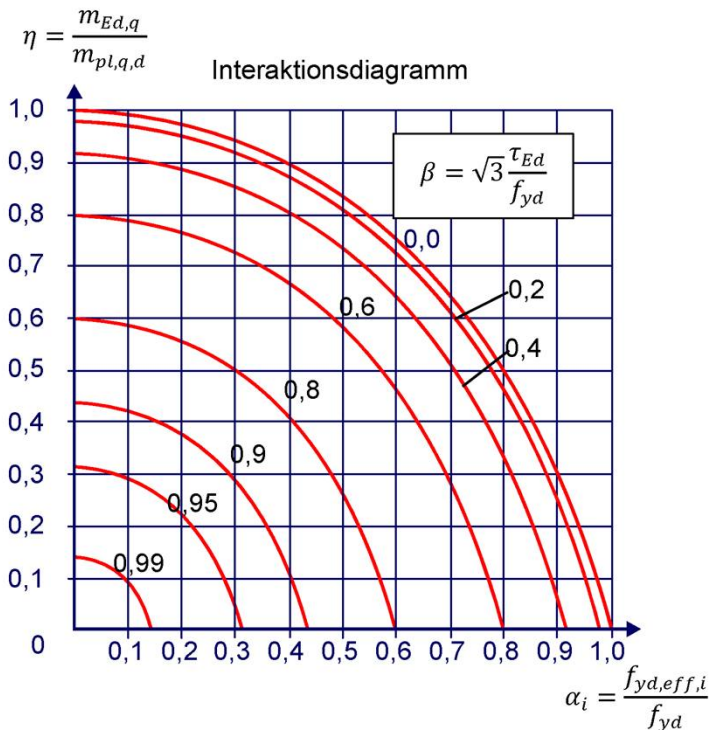
$$m_{Ed,q,i} = (g + q)_{d,i} \cdot \frac{1}{3} \cdot b_{fb,2}$$

$$m_{pl,q,d} = f_{yd} \cdot t_{fb}^2 \cdot \frac{L}{4}$$

$$\tau_{Ed} = \frac{(g+q)_{d,i}}{t_{fb}}$$

$\Rightarrow \alpha_2$ nach Interaktionsdiagramm

$$f_{yd,eff,2} = f_{yd} \cdot (0,75 + 0,25 \cdot \alpha_2)$$



Vereinfachte effektive Verteilung des Bemessungswertes der Streckgrenze im Untergurt zur Ermittlung der Momenten-tragfähigkeit des Verbund-querschnitts

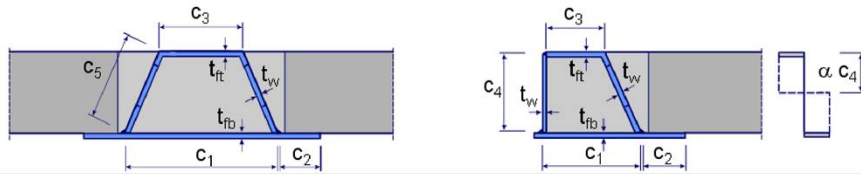
DELTABEAM® Verbundträger

Interaktion zur Berücksichtigung des Einflusses der Untergurtbiegung aus der Deckenaullagerung

Anlage 3

gesehen Gebhart

Maximale c/t-Verhältnisse für druckbeanspruchte Querschnitte (Endzustand)



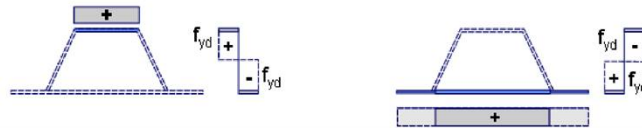
Spannungsverteilung
Druck positiv (+)

Positive

Negative

Momentenbeanspruchung

Querschnittsklasse 2



$$c_1 / t_{fb} \text{ bzw. } c_3 / t_{ft} < 52 \varepsilon$$

$$c_4 / t_w < \begin{cases} 620 \cdot \varepsilon / (13 \cdot \alpha - 1) & \text{für } \alpha > 0,5 \\ 56 \cdot \varepsilon / \alpha & \text{für } \alpha \leq 0,5 \end{cases}$$

$$c_2 / t_{fb} < 14 \varepsilon \quad c_5 / t_w < 124 \varepsilon$$

Querschnittsklasse 3



$$c_1 / t_{fb} \text{ bzw. } c_3 / t_{ft} < 60 \varepsilon$$

$$c_4 / t_w < \begin{cases} 60 \cdot \varepsilon / (0,67 + 0,33 \cdot \Psi) & \text{für } \Psi > -1 \\ 85 \cdot \varepsilon \cdot (1 - \Psi) \cdot \sqrt{-\Psi} & \text{für } \Psi \leq -1 \end{cases}$$

mit $\sigma_y \leq f_{yd}$

$$c_2 / t_{fb} < 20 \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$f_{yk}$$

235

275

355

420

460

1,00

0,92

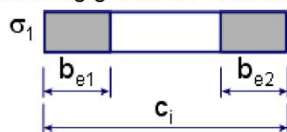
0,81

0,75

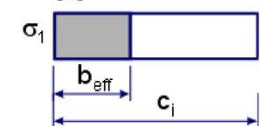
0,71

Effektive Gurtquerschnitte (Druckbeanspruchung), Querschnittsklasse 4

A) beidseitig gestützter Querschnitt



B) einseitig gestützter Querschnitt



$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{c_i / t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}}$$

A) $\Psi = 1$

$$b_{eff} = \rho \cdot c_i \rightarrow b_{e1} = b_{e2} = 0,5 \cdot b_{eff}$$

$$\bar{\lambda}_p \leq 0,673 \Rightarrow \rho = 1$$

$$\bar{\lambda}_p > 0,673 \Rightarrow \rho = \frac{\bar{\lambda}_p^{-0,22}}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0$$

$$k_\sigma = 9,86$$

$$\rho = b_{eff} / c_i$$

$$c_i = c_1, c_3, c_4, c_5$$

$$t = t_{fb}, t_{ft} \text{ bzw. } t_w$$

B) $\Psi = 1$

$$b_{eff} = \rho \cdot c_2$$

$$\bar{\lambda}_p \leq 0,748 \Rightarrow \rho = 1$$

$$\bar{\lambda}_p > 0,748 \Rightarrow \rho = \frac{\bar{\lambda}_p^{-0,188}}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0$$

$$k_\sigma = 0,855$$

$$c_i = c_2$$

$$t = t_{fb}$$

$$\rho = b_{eff} / c_2$$

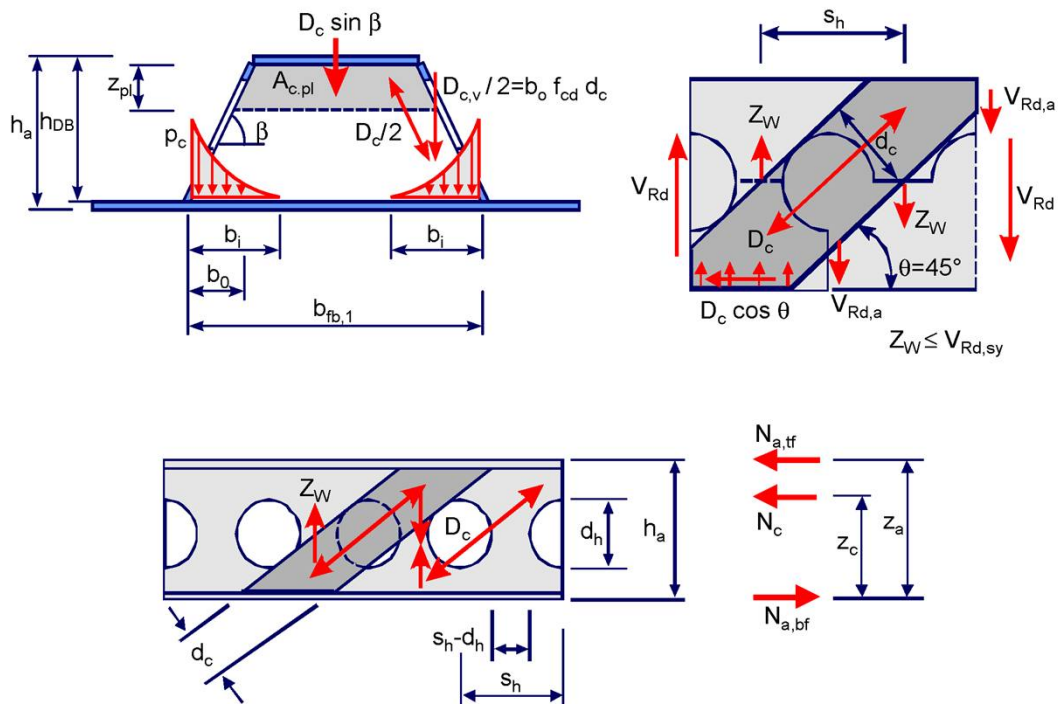
DELTABEAM® Verbundträger

Einstufung in Querschnittsklassen und Berücksichtigung des Einflusses aus lokalem Beulen im Endzustand

Anlage 4

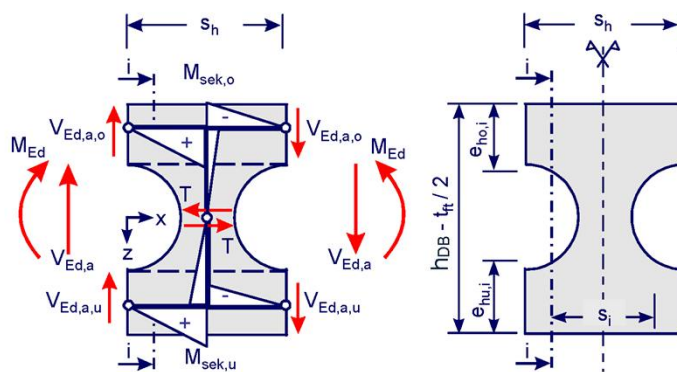
gesehen Gebhart

a) Fachwerkmodell



b) Interaktion Moment-Querkraft:

Beanspruchung Steg



Ermittlung der Spannungen

Sofern der Kernbeton zur Querkrafttragfähigkeit mit angesetzt werden darf, ergibt sich die Zugstrebenkraft Z_W aus der maßgebenden Tragfähigkeit des Fachwerkmodells

$$\sigma_z = \frac{Z_W}{2 s_i t_w}$$

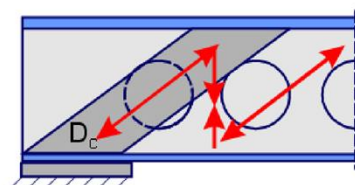
$$\text{mit } Z_W = \min \left\{ \frac{V_{Rd,max}}{V_{Rd,sy}} \right\} \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}$$

s_i = Breite des untersuchten Schnittes

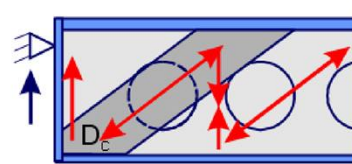
$$s_i \leq s_h - 0,385 d_h / 2$$

c) Ausleitung der Druckstrebe am Auflager:

Direkte Auflagerung



Auflagerung mittels Kopfplatte



DELTABEAM® Verbundträger

Fachwerkmodell zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit

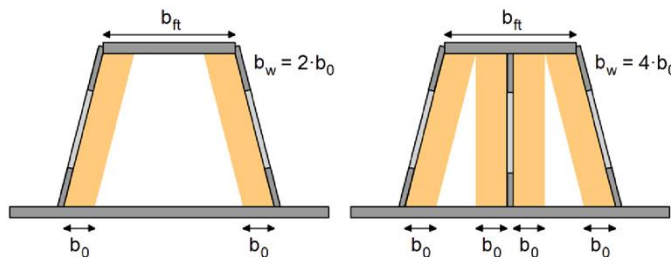
Anlage 5

gesehen Gebhart

a) Wirksame Breite der Betondruckstrebe b_w

$$b_w = \sum b_{0,i} \leq b_{ft}$$

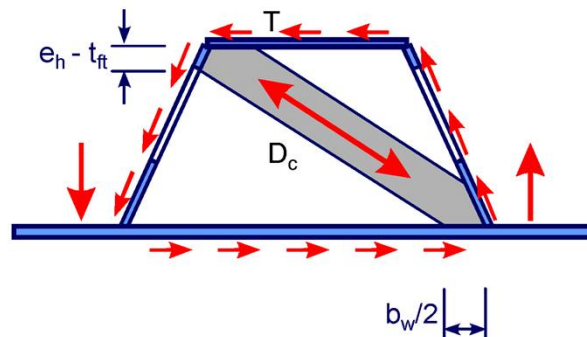
$$b_0 = 0,45 * [\ln(t_{fb} + 0,55 * f_{ck} + 1) * (120 - f_{ck}) - 245]$$



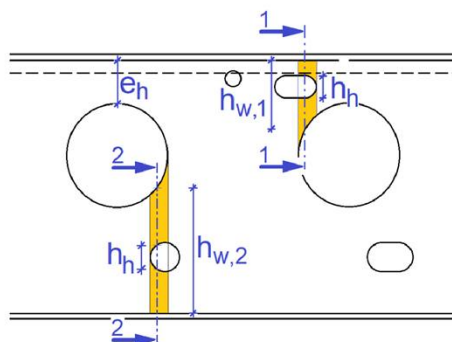
t_{fb} Dicke des Untergurtes [mm]
 f_{ck} charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Kernbetons [N/mm²]
 b_{ft} Breite des Obergurtes [mm]

Anmerkung: Bei Einsatz von zusätzlichen Querkraft-Blechen (shearplates) innerhalb des Kernquerschnitts mit $t_{sp} \geq t_w$ (vgl. Anlage 14, b)) darf auch beidseits dieser Bleche eine mitwirkende Breite b_0 angesetzt werden. Überlappende Bereiche von aneinander angrenzenden mitwirkenden Breiten dürfen nicht doppelt in Ansatz gebracht werden. Die Summe der wirksamen Breiten der Betondruckstrebe darf nicht breiter als die Obergurtbreite sein. Die Querkraft-Bleche müssen durchgängig mit Ober- und Untergurt verschweißt sein.

b) Beanspruchung infolge Torsion



c) Schnitte und Maße h_h und $h_{w,i}$ zusätzlicher Stegöffnungen



Der maßgebende Schnitt einer zusätzlichen Stegöffnung (hier Schnitt 1-1 und 2-2) ist der Schnitt, bei dem das Verhältnis von h_h zu $h_{w,i}$ am größten ist.

DELTABEAM® Verbundträger

Querkraftbemessung, wirksame Breite b_w der Betondruckstrebe
Beanspruchung infolge Torsion

Anlage 6

gesehen Gebhart

a) Bemessungswerte der Tragfähigkeit $P_{c,Rd}$ für ein Öffnungspaar:

$$P_{c,DL,Rd} = \frac{1}{\gamma_v} * 4,60 * f_{ck}^{\frac{1}{3}} * A^{\frac{1}{3}} * \min\left(1; \frac{t_w}{6}\right)$$

$$P_{c,NL,Rd} = \frac{1}{\gamma_v} * 9,82 * f_{ck}^{\frac{1}{3}} * A^{\frac{1}{5}} * \min\left(1; \frac{t_w}{6}\right)$$

mit

f_{ck} charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons [N/mm²], maximal 35 N/mm²
 $\gamma_v = 1,25$ Sicherheitsbeiwert der Verbundmittel (im Brandfall $\gamma_{v,fi} = 1,00$)
 $A = \pi * d_h^2 / 4$ Querschnittsfläche des Betondübels [mm²]
 d_h Durchmesser der Stegöffnung mit $60\text{mm} \leq d_h \leq 160\text{mm}$
 t_w Stegdicke [mm]

Tragfähigkeiten ausgewertet für $t_w \geq 6\text{mm}$:

Öffnungsform	DL		NL	
Öffnungsdurchmesser d_h [mm]	80	150	80	150
Betonfestigkeitsklasse	kN	kN	kN	kN
C 20/25	171	260	117	151
C 25/30	184	280	126	162
C 30/37	196	298	134	173
$\geq C 35/45$	206	314	141	182
mit $\gamma_v = 1,25$ Bei Randträgern sind die Werte zu halbieren				

Für zusätzliche, mit Ober- und Untergurt verschweißte Querkraft-Bleche im Kernquerschnitt (Shearplate) mit NL-Typ Stegöffnungen darf je Stegöffnung die Hälfte der oben genannten Tragfähigkeiten zusätzlich angesetzt werden.

b) Bemessungswerte der Längsschubtragfähigkeit $P_{s,Rd}$ einer durch die Öffnungen durchgesteckten Längsbewehrung, je Schnittebene und je anrechenbarem Bewehrungsstab

$$P_{s,Rd} = k_s \cdot \frac{1,3}{\gamma_{Rd}} \cdot d_s^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{sd} \cdot (1 - \xi^2)} \leq \frac{A_s \cdot f_{sd}}{\sqrt{3}} \quad \text{in [N]}$$

mit

$$k_s = \frac{2}{0,1 \cdot d_s} \leq 1,0$$

$\gamma_{Rd} = 1,3$ Sicherheitsbeiwert (im Brandfall $\gamma_{Rd,fi} = 1,0$)
 d_s Durchmesser des Betonstahldübels in [mm]
 A_s Querschnittsfläche des Betonstahldübels in [mm²]
 $\xi = \frac{\sigma_s}{f_{sd}}$ Ausnutzungsgrad der Querbewehrung in Längsrichtung
 σ_s vorhandene Längsspannung in der Querbewehrung aus anderen Einwirkungen (z.B. Scheibenwirkung der Decke) in [N/mm²]
 f_{sd} Streckgrenze des Betonstahls in [N/mm²]
 f_{cd} Druckfestigkeit des Vergussbetons in [N/mm²]

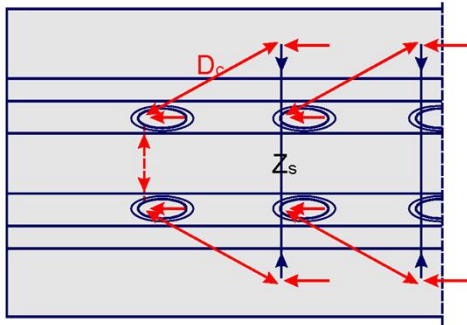
DELTABEAM® Verbundträger

Längsschubtragfähigkeit der Betondübel und Bewehrung

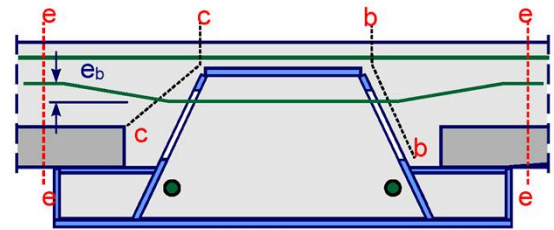
Anlage 7

gesehen Gebhart

a) Ausleitung der Längsschubkräfte

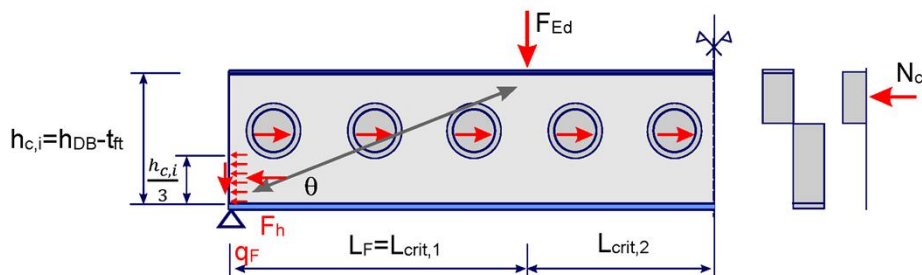


Maßgebende Schnitte der Längsschubtragfähigkeit



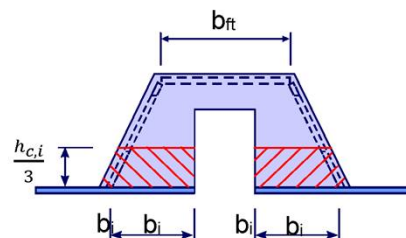
e-e Plattenanschnitt
b-b Verbundmittel
c-c bei Halbfertigteilplatten (glatte Fuge)

b) Bemessung der Kopfplatte bei auflagnahen Einzellasten $L_F \leq 2,5 h_{DB}$



$$F_h = \frac{F_{Ed}}{\tan \theta} \Rightarrow q_F = \frac{F_h}{\sum b_i \frac{h_{c,i}}{3}}$$

N_{c1} = Längsschubkraft im krit. Schnitt $L_{crit,1}$, resultierend aus F_{Ed}



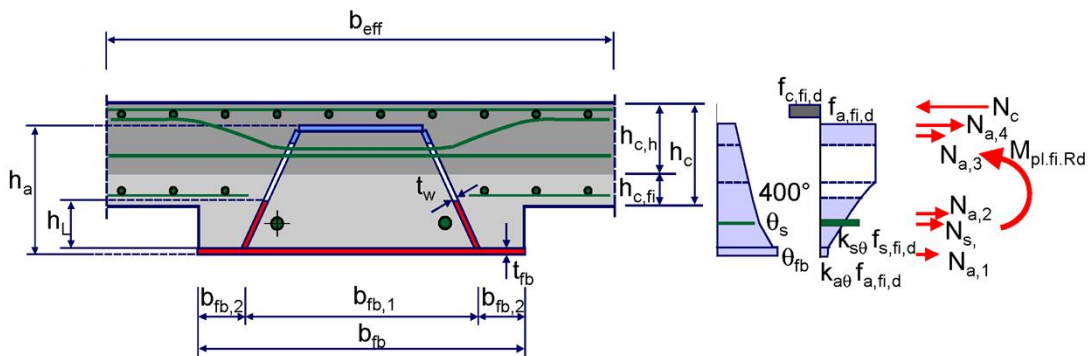
DELTABEAM® Verbundträger

Nachweis der Längsschubtragfähigkeit

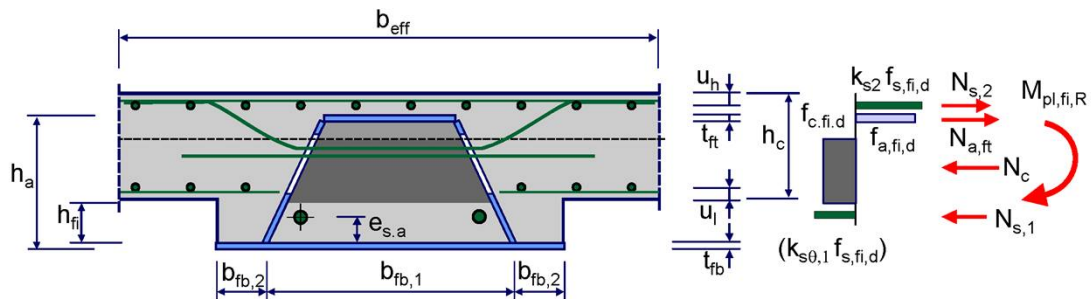
Anlage 8

gesehen Gebhart

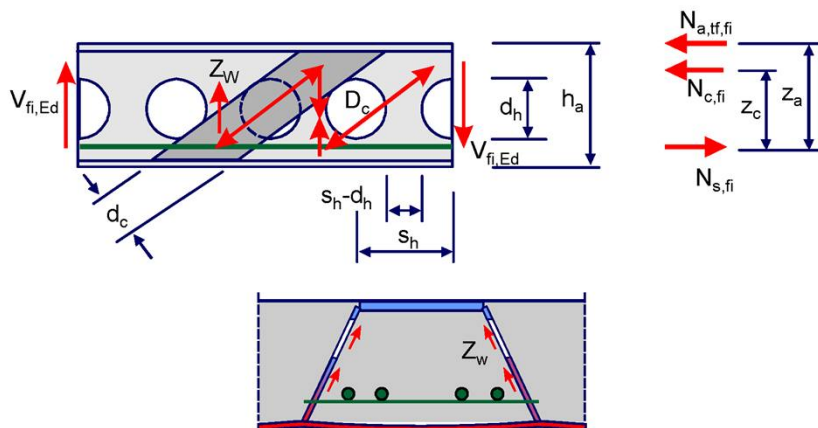
a) Brandreduzierter Querschnitt zur Ermittlung der positiven Momententragfähigkeit (beispielhaft)



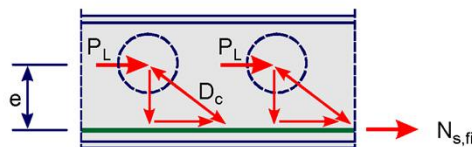
b) Brandreduzierter Querschnitt zur Ermittlung der negativen Momententragfähigkeit (beispielhaft)



c) Fachwerkmodell zum Querkraftabtrag im Brandfall bei einer zusätzlich angeordneten Bügelbewehrung nach Anlage 16 a)



d) Druckstrebe resultierend aus der Einleitung der Längsschubkräfte in den Kernbeton



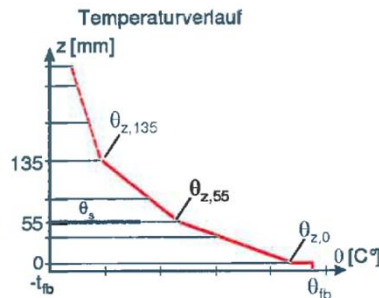
DELTABEAM® Verbundträger

Bemessung im Brandfall - Querschnittstragfähigkeiten

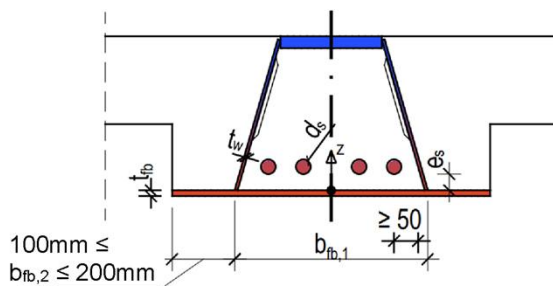
Anlage 9

gesehen Gebhart

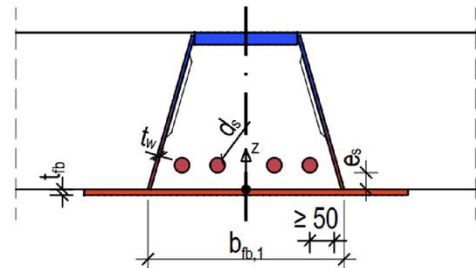
Die in Anlage 11 angegebenen Funktionen dienen der Ermittlung der Bauteiltemperatur im Stahlquerschnitt des DELTABEAM® Verbundträgers als Mittelträger. Abhängig von der Untergurtbreite und der Dicke des Untergurtbleches sind unterschiedliche Funktionen für die 6 betrachteten Referenzpunkte zu verwenden. Die Funktionen gelten unter Berücksichtigung der jeweiligen Faktoren nach Anlage 12 bzw. 13 für dreiseitig und einseitig beflamte Querschnitte. Ergänzende Formeln und Korrekturfaktoren für Sonderquerschnitte (reduzierte seitliche Betondeckung, Randträger, Querschnitte mit zusätzlichen Stegblechen etc.) befinden sich in Anlage 14 und 15.



a) Querschnitt mit dreiseitiger Beflammung



b) Querschnitt mit einseitiger Beflammung



Hinweis:

Sofern der Querschnitt oberhalb der Untergurt-Flansche vollständig ausbetoniert ist, dürfen die Bauteiltemperaturen für Querschnitte mit einer Flanscbreite $b_{fb,2} \geq 200\text{mm}$ als einseitig beflammt nach Anlagen 11 und 13 ermittelt werden. Zwischen $100\text{mm} \leq b_{fb,2} \leq 200\text{mm}$ darf zwischen dreiseitiger und einseitiger Beflammung linear interpoliert werden.

c) Abkürzungen:

Abmessungen des DELTABEAM®:

- $b_{fb,1}$ = Breite des Untergurtbleches zwischen den Stegen [mm]
- $b_{fb,2}$ = Breite der auskragenden Untergurtflansche [mm]
- t_{fb} = Dicke des Untergurtbleches [mm]
- t_w = Dicke des Stegbleches [mm]
- d_s = Durchmesser der Brandbewehrung [mm]
- e_s = lichter vertikaler Abstand der Brandbewehrung zum Untergurt [mm]
- h_{DB} = Nennhöhe über OK Untergurt [mm]

Faktoren für die Funktionen zur Bestimmung der Temperatur nach Anlage 11 bis 13:

- a_{ds} = Faktor für die Berücksichtigung von Brandbewehrung mit $d_s > 20\text{mm}$
- b_{es} = Faktor für die Berücksichtigung des lichten vertikalen Abstands der Brandbewehrung zum Untergurt $e_s > 40\text{mm}$
- c_{bfb} = Faktor für die Berücksichtigung von kleinen Untergurtbreiten
- d_{tfb} = Faktor für die Berücksichtigung von größerer Untergurtdicke
- e_{tw} = Faktor für die Berücksichtigung von Stegen mit $t_w > 5\text{mm}$

Bezeichnungen Temperaturverlauf:

- T_{FW} = betrachtete Branddauer [min]
- $\Theta_{z,i}$ = Temperatur im Steg [°C] an der Stelle $z=i$ mm über Oberkante Untergurt
- Θ_{fb} = mittlere Temperatur im Untergurt [°C]
- Θ_s = Temperatur in der Längsbewehrung [°C]

DELTABEAM® Verbundträger

Bemessung im Brandfall – Grundlagen für die Ermittlung der Bauteiltemperaturen

Anlage 10

gesehen Gebhart

Funktionen zur Ermittlung der Basistemperatur θ_i

a) Untergurt

Untergurtbreite	Dicke des Untergurts	Funktion zur Bestimmung der Bauteiltemperatur
$b_{b,1} \geq 300\text{mm}$:	$6\text{mm} \leq t_b \leq 15\text{mm}$:	$\theta_{fb} = \theta_{0,fb} + d_{tfb,0,fb} * (t_{fb} - 6) + e_{tw,fb} * (t_w - 5)$
	$15\text{mm} < t_b \leq 30\text{mm}$:	$\theta_{fb} = \theta_{0,fb} + d_{tfb,0,fb} * (15 - 6) + d_{tfb,1,fb} * (t_{fb} - 15) + e_{tw,fb} * (t_w - 5)$
$150\text{mm} \leq b_{b,1} < 300\text{mm}$:	$6\text{mm} \leq t_b \leq 15\text{mm}$:	$\theta_{fb} = \theta_{0,fb} + c_{bfb,fb} * (300 - b_{fb,1}) + d_{tfb,0,fb} * (t_{fb} - 6) + e_{tw,fb} * (t_w - 5)$
	$15\text{mm} < t_b \leq 30\text{mm}$:	$\theta_{fb} = \theta_{0,fb} + c_{bfb,fb} * (300 - b_{fb,1}) + d_{tfb,0,fb} * (15 - 6) + d_{tfb,1,fb} * (t_{fb} - 15) + e_{tw,fb} * (t_w - 5)$

b) Steg bei $z=0\text{mm}$

Untergurtbreite	Dicke des Untergurts	Funktion zur Bestimmung der Bauteiltemperatur
$b_{b,1} \geq 200\text{mm}$:	$6\text{mm} \leq t_b \leq 15\text{mm}$:	$\theta_{z0} = \theta_{0,z0} + d_{tfb,0,z0} * (t_{fb} - 6) + e_{tw,z0} * (t_w - 5)$
	$15\text{mm} < t_b \leq 30\text{mm}$:	$\theta_{z0} = \theta_{0,z0} + d_{tfb,0,z0} * (15 - 6) + d_{tfb,1,z0} * (t_{fb} - 15) + e_{tw,z0} * (t_w - 5)$
$150\text{mm} \leq b_{b,1} < 200\text{mm}$:	$6\text{mm} \leq t_b \leq 15\text{mm}$:	$\theta_{z0} = \theta_{0,z0} + c_{bfb,z0} * (200 - b_{fb,1}) + d_{tfb,0,z0} * (t_{fb} - 6) + e_{tw,z0} * (t_w - 5)$
	$15\text{mm} < t_b \leq 30\text{mm}$:	$\theta_{z0} = \theta_{0,z0} + c_{bfb,z0} * (200 - b_{fb,1}) + d_{tfb,0,z0} * (15 - 6) + d_{tfb,1,z0} * (t_{fb} - 15) + e_{tw,z0} * (t_w - 5)$

c) Steg bei $z=55\text{mm}$ und d) Steg bei $z=135\text{mm}$

Untergurtbreite	Funktion zur Bestimmung der Bauteiltemperatur
$b_{b,1} \geq 300\text{mm}$:	$\theta_{z55/135} = \theta_{0,z55/135} + d_{tfb,0,z55/135} * (t_{fb} - 6) + e_{tw,z55/135} * (t_w - 5)$
$200\text{mm} \leq b_{b,1} < 300\text{mm}$:	$\theta_{z55/135} = \theta_{0,z55/135} + c_{bfb,0,z55/135} * (300 - b_{fb,1}) + d_{tfb,z55/135} * (t_{fb} - 6) + e_{tw,z55/135} * (t_w - 5)$
$150\text{mm} \leq b_{b,1} < 200\text{mm}$:	$\theta_{z55/135} = \theta_{0,z55/135} + c_{bfb,0,z55/135} * (300 - 200) + c_{bfb,1,z55/135} * (200 - b_{fb,1}) + d_{tfb,z55/135} * (t_{fb} - 6) + e_{tw,z55/135} * (t_w - 5)$

e) Steg bei $z=h_{DB}$

$$\theta_{zh} = \frac{[f_B(h_{DB}) + \Delta f_w(h_{DB}, t_w, T_{FW}) + \Delta f_{bfb1}(h_{DB}, T_{FW}, b_{fb1}, t_w)]}{a_{red}(h_{DB}, b_{fb1}, T_{FW})} \leq \theta_{z135}$$

mit:

$$f_B(h_{DB}) = 20 + \frac{7}{120} * T_{FW} + (-3,5 * 10^5 + 3,9 * 10^4 * T_{FW}) / h_{DB}^2$$

$$\Delta f_w(h_{DB}, t_w, T_{FW}) = (-8 * 10^3 + 1,05 * 10^3 * T_{FW}) / h_{DB}^{1,7} * (t_w - 5)$$

für $b_{fb1} \geq 300\text{mm}$ gilt:

$$\Delta f_{bfb1}(h_{DB}, T_{FW}, b_{fb1}, t_w) = 0$$

für $b_{fb1} < 300\text{mm}$ gilt:

$$\Delta f_{bfb1}(h_{DB}, T_{FW}, b_{fb1}, t_w) = (-1,32 * 10^{-2} + 5,09 * 10^{-5} * h_{DB}) * (T_{FW} - 10) * (b_{fb1} - 300) * \left(\frac{t_w}{5}\right) \geq 0$$

$$a_{red}(h_{DB}, b_{fb1}, T_{FW}) = (a_{corr} * (T_{FW} - 60)^2 + c_{corr} - 1) * \frac{(300 - b_{fb1})}{140} + 1 \geq 1$$

$$c_{corr} = 1 + 0,0033 * (220 - h_{DB}) \geq 1$$

$$a_{corr} = -(c_{corr} - 1) / 3600 \leq 0$$

f) Brandbewehrung

Untergurtbreite	Funktion zur Bestimmung der Bauteiltemperatur
$b_{b,1} \geq 300\text{mm}$:	$\theta_s = \theta_{0,s} + a_{ds,s} * (d_s - 20) + b_{es,s} * (e_s - 40) + d_{tfb,s} * (t_{fb} - 6) + e_{tw,s} * (t_w - 5)$
$200\text{mm} \leq b_{b,1} < 300\text{mm}$:	$\theta_s = \theta_{0,s} + a_{ds,s} * (d_s - 20) + b_{es,s} * (e_s - 40) + c_{bfb,0,s} * (300 - b_{fb,1}) + d_{tfb,s} * (t_{fb} - 6) + e_{tw,s} * (t_w - 5)$
$150\text{mm} \leq b_{b,1} < 200\text{mm}$:	$\theta_s = \theta_{0,s} + a_{ds,s} * (d_s - 20) + b_{es,s} * (e_s - 40) + c_{bfb,0,s} * (300 - 200) + c_{bfb,1,s} * (200 - b_{fb,1}) + d_{tfb,s} * (t_{fb} - 6) + e_{tw,s} * (t_w - 5)$

DELTABEAM® Verbundträger

Bemessung im Brandfall – Formeln für die Ermittlung der Bauteiltemperaturen

Anlage 11

gesehen Gebhart

a) Untergurt

T _{FW} [min.]		120	110	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10
Faktor		θ _{fb} für Untergurt											
Ausgangstemperatur	θ _{0,fb}	1010 °C	993 °C	979 °C	961 °C	934 °C	906 °C	869 °C	818 °C	743 °C	670 °C	517 °C	279 °C
Untergurtbreite	c _{bfb,fb}	0,00	0,00	0,00	-0,02	-0,02	-0,05	-0,06	-0,07	-0,02	-0,08	-0,05	0,00
Untergurtdicke	d _{tfb,0,fb}	b _{fb1} ≥ 300mm	-0,7	-0,8	-1	-1,2	-1,3	-2,5	-4,5	-7	-5,1	-8,5	-10,8
		b _{fb1} < 300mm	-0,7	-0,8	-1	-1,2	-1,3	-2,5	-4,5	-5,8	-5,1	-8	-9,5
	d _{tfb,1,fb}	b _{fb1} ≥ 300mm	-0,8	-0,9	-1,3	-2,2	-3,8	-5,9	-5,5	-3,9	-5,8	-7,1	-6
		b _{fb1} < 300mm	-0,8	-0,9	-1,3	-2,2	-3,3	-4,7	-4	-3,5	-4,8	-5,4	-5
Stegdicke	e _{tw,fb}	b _{fb1} ≥ 300mm	-0,9	-1	-1,8	-2,4	-1,9	-2,1	-1,7	-1,8	-1,5	-2,7	-1,7
		b _{fb1} < 300mm	-0,9	-1	-1,8	-2,4	-3,3	-4,1	-4,2	-3,8	-4,4	-5,2	-4,2

b) Steg bei z=0mm

		θ _{z,0} für Steg z=0mm											
Ausgangstemperatur	θ _{0,z0}	955 °C	933 °C	913 °C	886 °C	853 °C	816 °C	770 °C	706 °C	652 °C	561 °C	420 °C	221 °C
Untergurtbreite	c _{bfb,z0}	0,15	0,13	0,13	0,13	0,07	0,01	0,00	0,00	-0,04	-0,04	-0,02	0,00
Untergurtdicke	d _{tfb,0,z0}	0	0	0	0	0	-1	-2,7	-1,9	-2,5	-4	-5	-4
	d _{tfb,1,z0}	-1,3	-1,4	-1,9	-2,1	-3,6	-4,6	-2,8	-3,1	-4,7	-5,3	-4,7	-2,7
Stegdicke	e _{tw,z0}	-6,1	-6,8	-7,5	-8,5	-9	-9,5	-9,5	-8	-9	-8,5	-7,5	-3

c) Steg bei z=55mm

		θ _{z,55} für Steg z=55mm											
Ausgangstemperatur	θ _{0,z55}	522 °C	495 °C	472 °C	441 °C	410 °C	375 °C	333 °C	291 °C	244 °C	186 °C	122 °C	62 °C
Untergurtbreite	c _{bfb,0,z55}	0,13	0,10	0,07	0,05	0,04	0,02	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	c _{bfb,1,z55}	0,22	0,21	0,16	0,10	0,10	0,11	0,06	0,05	0,00	0,00	0,00	0,00
Untergurtdicke	d _{tfb,z55}	-0,9	-0,7	-1,1	-1,2	-1,6	-1,8	-1,7	-1,7	-1,9	-1,8	-1,3	-0,7
Stegdicke	e _{tw,z55}	b _{fb1} ≥ 200mm	7	7	7	7,5	7,5	7	7,5	7	6,2	5	3,6
		b _{fb1} < 200mm	12	10,8	10	9,5	8,3	7	7,5	7	6,2	5	3,6

d) Steg bei z=135mm

		θ _{z,135} für Steg z=135mm											
Ausgangstemperatur	θ _{0,z135}	217 °C	196 °C	177 °C	156 °C	138 °C	123 °C	104 °C	88 °C	70 °C	51 °C	35 °C	24 °C
Untergurtbreite	c _{bfb,0,z135}	0,31	0,23	0,18	0,13	0,11	0,09	0,08	0,05	0,03	0,01	0,00	0,00
	c _{bfb,1,z135}	0,73	0,55	0,34	0,22	0,16	0,14	0,17	0,25	0,24	0,17	0,04	0,00
Untergurtdicke	d _{tfb,z135}	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,5	-0,5	-0,4	-0,4	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1
Stegdicke	e _{tw,z135}	b _{fb1} ≥ 200mm	12,5	12	11	10,8	9,7	8	7,4	6,4	5,2	3,8	2,2
		b _{fb1} < 200mm	23	23	21,3	18,8	14,9	11,2	9	6,4	5,2	3,8	2,2

f) Brandbewehrung

		θ _s für die Brandbewehrung											
Ausgangstemperatur	θ _{0,s}	438 °C	410 °C	382 °C	351 °C	317 °C	279 °C	238 °C	191 °C	144 °C	106 °C	68 °C	33 °C
Brandbewehrungs- durchmesser	a _{ds,s}	b _{fb1} ≥ 200mm	-2,30	-2,50	-2,40	-2,30	-2,10	-1,90	-1,60	-1,30	-0,70	-0,90	-0,30
		b _{fb1} < 200mm	-2,20	-1,90	-2,00	-1,80	-1,90	-1,30	-1,30	-1,00	-0,70	-0,50	-0,20
vertikaler lichter Bewehrungsabstand	b _{es,s}	b _{fb1} ≥ 200mm	-5,10	-4,90	-4,80	-4,70	-4,60	-4,40	-3,90	-3,00	-2,30	-1,50	-1,20
		b _{fb1} < 200mm	-3,90	-3,80	-3,80	-4,00	-3,80	-4,00	-3,70	-3,20	-1,80	-1,20	-0,70
Untergurtbreite	c _{bfb,0,s}		0,39	0,36	0,29	0,24	0,19	0,14	0,08	0,05	0,04	0,03	0,00
		c _{bfb,1,s}	0,08	0,11	0,13	0,14	0,15	0,17	0,18	0,15	0,05	0,00	0,03
Untergurtdicke	d _{tfb,s}		-1,4	-1,5	-1,7	-1,8	-1,9	-1,9	-1,9	-1,8	-1,3	-1	-0,7
Stegdicke	e _{tw,s}	b _{fb1} ≥ 200mm	3,5	3,6	3,0	2,7	2,4	2,2	1,7	1,1	0,5	0,5	0,3
		b _{fb1} < 200mm	13,4	11,0	10,6	9,7	9,0	7,0	5,3	3,8	1,7	1,3	0,7

DELTABEAM® Verbundträger

Bemessung im Brandfall – Faktoren für die Ermittlung der Bauteiltemperaturen
Dreiseitige Beflammung

Anlage 12

gesehen Gebhart

a) Untergurt

T _{FW} [min.]		120	110	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10	
Faktor		θ _{fb} für Untergurt												
Ausgangstemperatur: θ _{0,fb}		1005 °C	989 °C	971 °C	950 °C	926 °C	898 °C	863 °C	810 °C	734 °C	661 °C	510 °C	275 °C	
Untergurtbreite: c _{bfb,fb}		-0,04	-0,05	-0,05	-0,05	-0,06	-0,09	-0,12	-0,14	-0,08	-0,16	-0,15	-0,08	
Untergurtdicke:	d _{tfb.0,fb}	b _{fb1} ≥ 300mm	-0,7	-0,8	-1,0	-1,2	-1,3	-2,4	-4,5	-7,0	-4,3	-8,5	-10,8	-7,3
		b _{fb1} < 300mm	-0,7	-0,8	-1,0	-1,2	-1,3	-2,6	-4,5	-5,6	-4,9	-7,8	-8,8	-6,2
	d _{tfb.1,fb}	b _{fb1} ≥ 300mm	-0,9	-1,1	-1,4	-2,1	-3,8	-6,3	-5,6	-3,6	-6,4	-7,3	-6,1	-3,3
		b _{fb1} < 300mm	-0,9	-1,1	-1,4	-2,1	-3,6	-4,7	-4,0	-3,3	-4,9	-5,7	-4,7	-2,8
Stegdicke:	e _{tw,fb}	b _{fb1} ≥ 300mm	-0,9	-1,0	-1,2	-1,2	-1,3	-1,5	-1,7	-1,8	-1,5	-2,1	-1,7	-0,3
		b _{fb1} < 300mm	-0,9	-1,0	-1,8	-2,4	-3,3	-4,1	-3,6	-3,8	-4,4	-3,5	-4,2	-1,3

b) Steg bei z=0mm

Faktor		$\theta_{z,0}$ für Steg z=0mm											
Ausgangstemperatur:	$\theta_{0,z0}$	940 °C	920 °C	898 °C	873 °C	844 °C	807 °C	763 °C	700 °C	648 °C	557 °C	416 °C	219 °C
Untergurtbreite:	$c_{bfb,z0}$	0,17	0,13	0,11	0,07	0,03	0,01	-0,02	0,00	-0,06	-0,06	-0,04	0,00
Untergurtdicke:	$d_{tfb,z0}$	0	0	0	0	0	-1,3	-3,5	-1,9	-3,1	-4,9	-5,8	-4
Stegdicke:	$e_{tw,z0}$	-1,1	-1,3	-1,7	-2,5	-4,3	-5	-2,8	-3,5	-4,7	-5,3	-4,7	-2,7
		-6,9	-7,2	-7,8	-8,3	-9,2	-7,9	-8,1	-7,6	-9	-7,9	-6,3	-2,8

c) Steg bei z=55mm

Faktor		$\theta_{z,55}$ für Steg z=55mm												
Ausgangstemperatur: $\theta_{0,z55}$		483 °C	460 °C	443 °C	415 °C	390 °C	356 °C	322 °C	284 °C	239 °C	183 °C	122 °C	63 °C	
Untergurtbreite:	$c_{bfb,0,z55}$	0,07	0,06	0,05	0,04	0,04	0,04	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	$c_{bfb,1,z55}$	0,36	0,41	0,24	0,18	0,12	0,22	0,06	0,05	0,00	0,00	0,00	0,00	
Untergurtdicke : $d_{tfb,z55}$		-0,7	-1	-1,1	-1,2	-1,6	-1,8	-1,7	-1,7	-1,9	-1,8	-1,3	-0,7	
Stegdicke:	$e_{tw,z55}$	$b_{fb1} \geq 200\text{mm}$	8,7	9,6	7,6	8,5	7,5	8	7,5	7	6,2	5	3,6	1,8
		$b_{fb1} < 200\text{mm}$	12	10,8	10	9,5	8,3	7	7,5	7	6,2	5	3,6	1,8

d) Steg bei z=135mm

Faktor		$\theta_{z,135}$ für Steg z=135mm												
Ausgangstemperatur: $\theta_{0,z135}$		185 °C	171 °C	160 °C	143 °C	128 °C	115 °C	98 °C	82 °C	65 °C	49 °C	35 °C	24 °C	
Untergurtbreite:	$c_{bfb,0,z135}$	0,16	0,13	0,12	0,09	0,11	0,09	0,08	0,05	0,05	0,01	0,00	0,00	
	$c_{bfb,1,z135}$	0,79	0,55	0,26	0,22	0,12	0,16	0,17	0,29	0,24	0,17	0,04	0,00	
Untergurtdicke :	$d_{tfb,z135}$	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,5	-0,5	-0,4	-0,4	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	
Stegdicke:	$e_{tw,z135}$	$b_{fb1} \geq 200\text{mm}$	13,9	12,8	11	10,8	9,7	8	7,4	6,4	5,2	3,8	2,2	0,7
		$b_{fb1} < 200\text{mm}$	23	23	21,3	18,8	14,9	11,2	9	6,4	5,2	3,8	2,2	0,7

f) Brandbewehrung

Faktor		θ _s für die Brandbewehrung												
Ausgangstemperatur	θ _{0,s}	427 °C	402 °C	376 °C	346 °C	313 °C	277 °C	236 °C	190 °C	144 °C	105 °C	68 °C	33 °C	
Brandbewehrungs- durchmesser	a _{ds,s}	b _{fb1} ≥ 200mm	-2,40	-1,90	-2,20	-2,20	-2,20	-1,80	-1,60	-1,10	-0,90	-0,70	-0,50	-0,10
		b _{fb1} < 200mm	-2,20	-1,90	-2,00	-1,80	-1,90	-1,30	-1,30	-1,00	-0,70	-0,50	-0,50	-0,20
vertikaler lichter Bewehrungsabstand	b _{es,s}	b _{fb1} ≥ 200mm	-5,10	-5,40	-5,00	-5,00	-4,60	-4,50	-3,90	-3,20	-2,10	-1,60	-1,00	-0,40
		b _{fb1} < 200mm	-3,90	-3,80	-3,80	-4,00	-3,80	-4,00	-3,70	-3,20	-1,80	-1,20	-0,70	-0,20
Untergurtbreite	c _{bfb,0,s}	0,35	0,30	0,27	0,23	0,19	0,17	0,12	0,07	0,04	0,03	0,02	0,00	
	c _{bfb,1,s}	0,02	0,07	0,07	0,08	0,11	0,07	0,08	0,09	0,05	0,01	0,00	0,01	
Untergurtdicke	d _{tfb,s}	-1,4	-1,5	-1,7	-1,8	-1,9	-1,9	-1,9	-1,8	-1,3	-1,0	-0,7	-0,3	
Stegdicke	e _{tw,s}	b _{fb1} ≥ 200mm	4,1	3,3	3,0	3,5	2,7	2,1	1,7	1,1	0,5	0,5	0,3	0,1
		b _{fb1} < 200mm	12,4	9,9	9,8	9,5	8,4	6,6	5,3	4,6	1,7	1,3	0,7	

DELTABEAM® Verbundträger

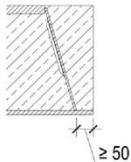
Bemessung im Brandfall – Faktoren für die Ermittlung der Bauteiltemperaturen
Einseitige Beflammung

Anlage 13

gesehen Gebhart

a) Korrektur der Temperaturverteilung bei Mittelträgern als Randträger mit reduzierter seitlicher Betondeckung von $b_{fb,2}=50\text{mm}$

		Steg *								
Referenzpunkt	UG	z=0mm		z=55mm		z=135mm		z=h _{DB}		Bewehrung *
Bereich Stegdicke t _w				≤ 6mm	> 6mm	≤ 6mm	> 6mm	≤ 6mm	> 6mm	
Bereich T _{FW} [min]		10 - 40	50 - 120	-	-	-	-	-	-	
f _{fb2}	1,01	1,10	1,06	1,27	1,22	1,70	1,54	1,77	1,63	1,10



$\theta_{mod,fb,2} = f_{fb,2} * \theta$ mit θ nach Anlage 10 bis 13 für den jeweils betrachteten Referenzpunkt

Bei Zwischenwerten von $100\text{mm} > b_{fb,2} > 50\text{mm}$ darf zwischen θ und $\theta_{mod,fb,2}$ linear interpoliert werden.

* Hinweis: Die Korrekturfaktoren gelten für den Steg sowie die Brandbewehrung auf der Seite, die dem Rand zugewandt sind. Für den Steg und die Brandbewehrung auf der abgewandten Seite dürfen die genannten Faktoren wie folgt reduziert werden:

$$f_{fb,2} \rightarrow f_{fb,2,red} = 1 + 0,56 * (f_{fb,2} - 1) * \left(1 - \min\left(1; \frac{b_{fb,1} - 150}{150}\right)\right)$$

Die Temperatur der Brandbewehrung darf aus den Werten der beiden Seiten gemittelt werden.

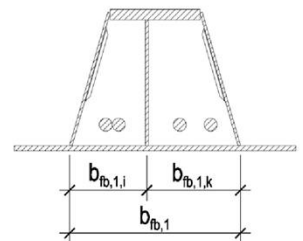
b) Korrektur der Temperaturverteilung bei Mittelträgern mit "shearplate" (zusätzliches Stegblech längs im Querschnitt, mit Ober- und Untergurt verschweißt, siehe auch Anlage 15 b))

Die rechnerische Kernbreite $b_{fb,1}$ des Querschnitts wird für die Temperaturermittlung aller Referenzpunkte nach Anlage 11 bis 13 reduziert.

$$b_{fb,1} \rightarrow b_{fb,1,SP} = \min(b_{fb,1,i}, b_{fb,1,k})$$

Die Bemessungstemperatur im shearplate wird unter Ansatz der Dicke des shearplates t_{SP} als Stegdicke t_w in den jeweiligen Formeln ermittelt.

Die Temperatur im Obergurt kann aus der Temperatur in shearplate und Steg bei $z = h_{DB}$ gemittelt werden.



c) Temperaturverteilung bei Randträgern

Die Bemessungstemperatur im senkrechten äußeren Steg wird aus der Stegtemperatur am jeweiligen Referenzpunkt (0 / 55 / 135mm / h_{DB}) mit dem Korrekturfaktor h_{RT} ermittelt. Alle weiteren Bauteiltemperaturen sind ebenfalls zunächst nach Anlage 10 bis 13 berechnet und dann mit den hier angegebenen Korrekturfaktoren h_{RT} anzupassen.

$$\theta_{mod,RT} = h_{RT} * \theta \text{ mit } \theta \text{ nach Anlage 11 für den jeweils betrachteten Referenzpunkt}$$

T _{FW} [min.]	dreiseitig beflammt			einseitig beflammt	
	120 - 70	60 - 10		120 - 70	60 - 10
Bauteil	Korrekturbeiwert h _{RT}			Korrekturbeiwert h _{RT}	
Untergurt	1,00	1,00		1,00	1,00
Steg 0mm	1,00	1,00		1,00	1,00
Steg 55mm	1,00	1,00		1,00	1,00
Steg 135mm	1,00	1,00		1,00	1,00
Brandbewehrung	1,00	1,00		1,00	1,00
Steg z=h _{DB}	0,88 + 0,0020 * T _{FW} ≥ 0,98			0,98	0,98
Äußerer Steg 0mm	1,20 - 0,0015 * T _{FW}			1,21 - 0,0015 * T _{FW}	
Äußerer Steg 55mm	1,43 - 0,0028 * T _{FW}			1,44 - 0,0024 * T _{FW}	
Äußerer Steg 135mm	1,62 - 0,0030 * T _{FW}			1,63 - 0,0016 * T _{FW}	
Äußerer Steg z=h _{DB}	1,04 + 0,0040 * T _{FW} ≤ 1,25			1,04 + 0,0040 * T _{FW} ≤ 1,24	

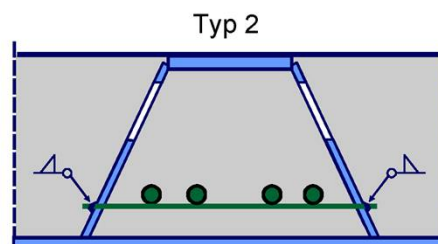
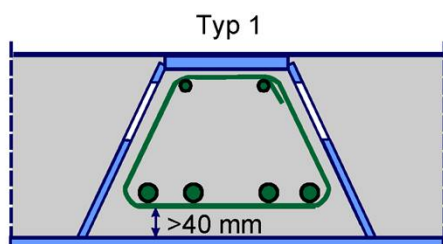
DELTABEAM® Verbundträger

Bemessung im Brandfall – Korrekturfaktoren für die Berücksichtigung von Sonderfällen - 1

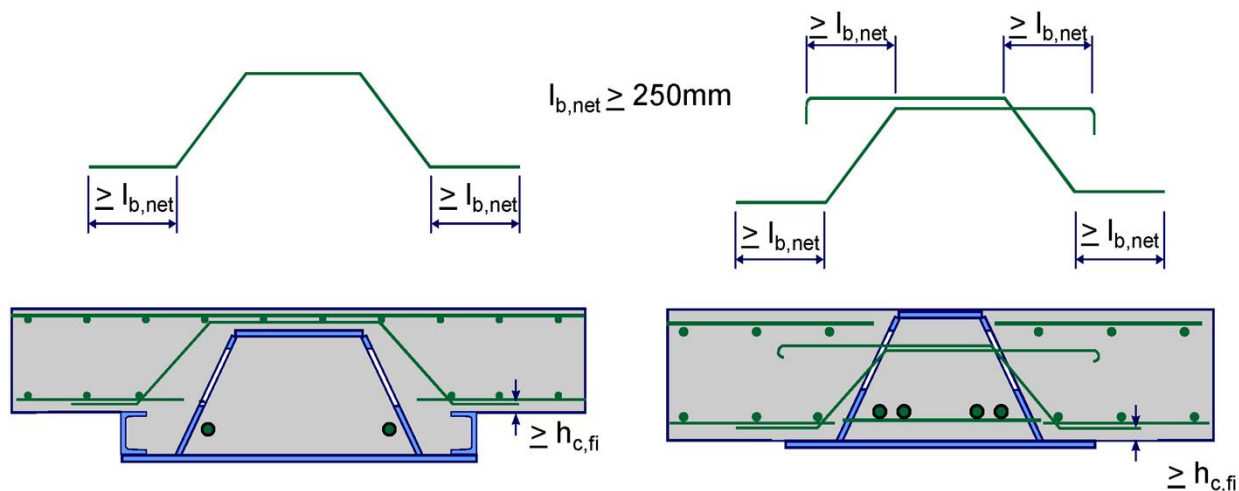
Anlage 14

gesehen Gebhart

a) Anschluss der Längsbewehrung

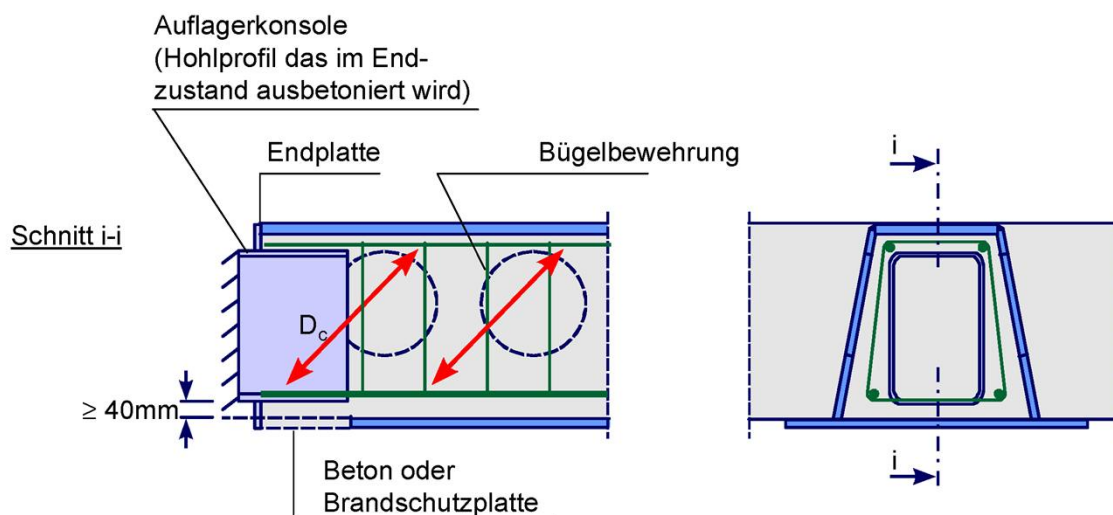


b) Aufhängebewehrung der Decken im Brandfall



Andere Ausführungen der Aufhängebewehrung sind möglich, wenn die Einleitung der Deckenauflegerkraft schlüssig nachgewiesen wird.

c) Auflagerung der aus dem Fachwerkmodell resultierenden Druckstrebe (Ausführungsbeispiel)



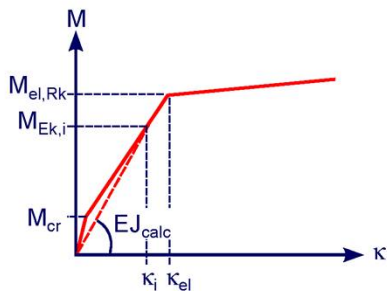
DELTABEAM® Verbundträger

Bügel- und Aufhängebewehrung im Brandfall

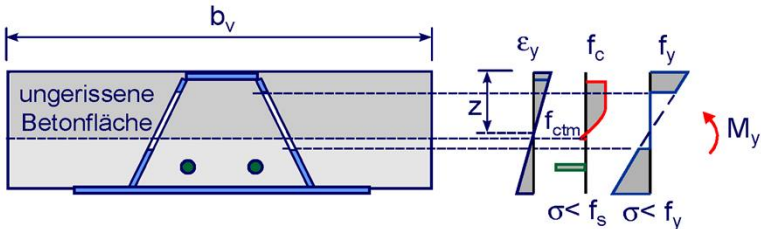
Anlage 16

gesehen Gebhart

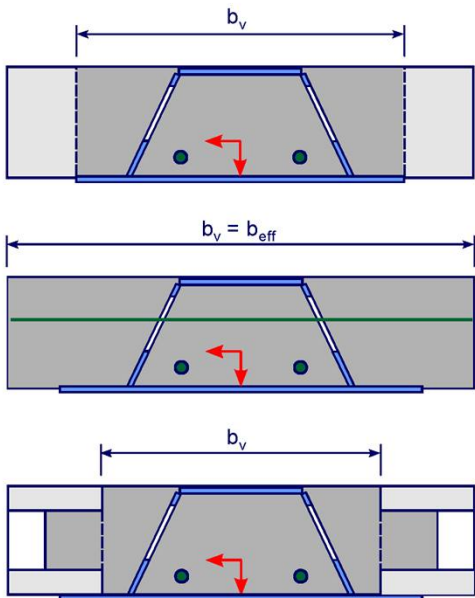
a) Momenten-Krümmungs-Beziehung



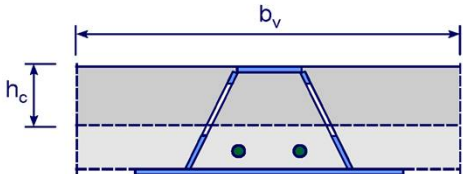
Spannungsverteilung beim Erreichen der Fließdehnung



b) Querschnittsbreite zur Verformungsberechnung

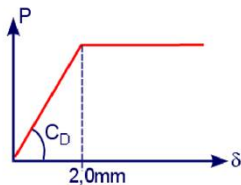


c) Ersatzquerschnitt mit der Biegesteifigkeit EJ_{calc}

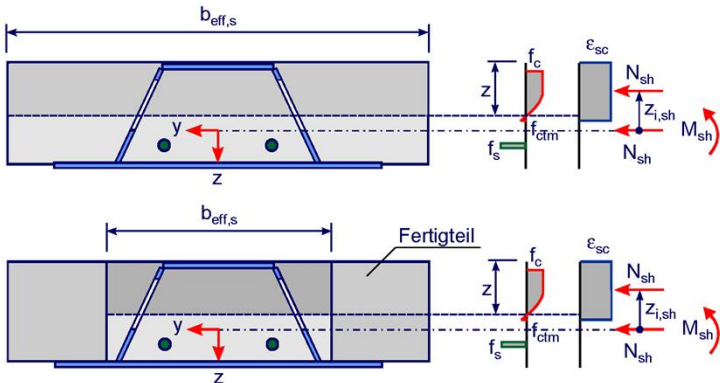


d) Mittelwerte für die Federsteifigkeit eines Öffnungspaares bei einem Schlupf $\delta \leq 2\text{mm}$

Öffnungstyp	C_D [kN/cm]
DL 80	1460
DL 150	2010
NL75	965
NL150	1260



e) Ermittlung der primären Beanspruchungen aus Schwinden



DELTABEAM® Verbundträger

Ermittlung der Bauteilverformungen

Anlage 17

gesehen Gebhart

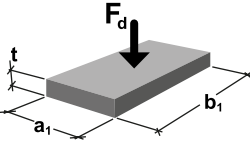
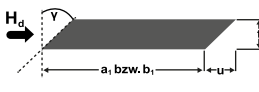
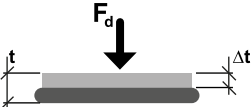
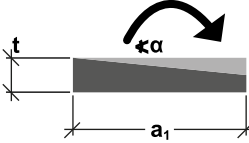
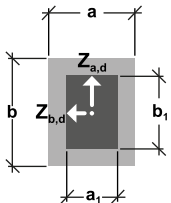
Compactlager S 65

Statisches Elastomerlager zur Bauteillagerung

Bemessung mit Designwerten

Die Bemessung der Lager erfolgt nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung bis zu einer Druckspannung $\sigma_{R,d} = 14 \text{ N/mm}^2$. Das Bemessungskonzept beruht auf dem Formfaktor. Bohrungen, Ausschnitte und die erforderlichen Randabstände sind nach DIN EN 1992 zu berücksichtigen.

BEANSPRUCHUNGSART

Bemessungswert der Tragfähigkeit	zul. Schubverformung	Lagereinfederung	zul. Drehwinkel	Querzugkräfte
				
FORMEL				
$\sigma_{R,d} = 4,03 \cdot S^{1,16} \leq 14 \text{ [N/mm}^2\text{]}$	$\text{zul. } u = 0,6 \cdot (t-2) \text{ [mm]}$		$\text{zul. } \alpha = \frac{450 \cdot t}{a_1} \leq 40 \text{ [‰]}$ (Rechtecklager)	$Z_{a,d} = 1,5 \cdot F_d \cdot t / b_1 \text{ [kN]}$ (an der Lagerbreitseite)
Formfaktor S, s. Seite 2	Horizontalkraft $H_d = c_{s(t)} \cdot u \cdot A_E / 20000 \text{ [kN]}$ Um ein Durchrutschen des Lagers zu vermeiden, ist eine Mindestdruckspannung von 1 N/mm^2 erforderlich. $c_{s(t)}$ -Werte und Randbedingungen, s. Seite 9	s. Seite 7	Nach Zulassung zu berücksichtigen: • 10‰ aus Schiefwinkligkeit • $\frac{625}{a_1}$ aus Unebenheit s. auch Heft 600, DAfStb	$Z_{b,d} = 1,5 \cdot F_d \cdot t / a_1 \text{ [kN]}$ (an der Lagerlängsseite) s. auch Heft 339, DAfStb

LEGENDE FORMELZEICHEN

F_d	Vertikalkraft	$\sigma_{R,d}$	Bemessungswert der Tragfähigkeit
H_d	Horizontalkraft	$\sigma_{E,d}$	Designdruckspannung aus Einwirkung
$Z_{a,d}, Z_{b,d}$	Querzugkraft	α	Verdrehung des Lagers
A_E	Lagerfläche	$c_{s(t)}$	Schubfedersteife
S	Formfaktor, Verhältnis von gedrückter Lagerfläche A_E zur unbelasteten Mantelfläche	u	Schubverformung des Lagers
a_1	Kürzere Lagerseite	γ	Schubwinkel
b_1	Längere Lagerseite	t	Lagerdicke
a	Bauteilbreite	Δt	Lagereinfederung
b	Bauteillänge		

Compactlager S 65

Statisches Elastomerlager für Bauteillagerung

Berechnung des Formfaktors

Für die Bemessung unbewehrter Elastomerlager wird der Formfaktor S als Verhältnis der gedrückten zur frei verformbaren Fläche herangezogen. Mit dem Formfaktor S wird die zulässige Druckspannung in Abhängigkeit der Lagerabmessungen berechnet.

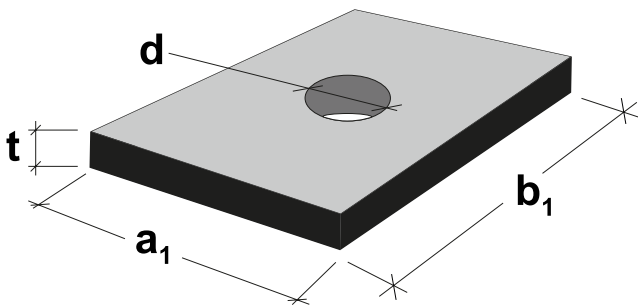
FORMFAKTOR FÜR RECHTECKIGE LAGER

Ohne Bohrung

$$S = \frac{b_1 \cdot a_1}{2 \cdot t \cdot (b_1 + a_1)}$$

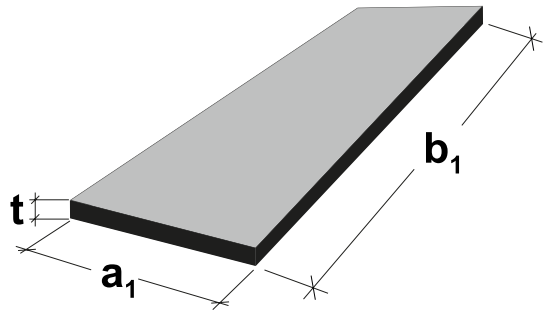
Mit Bohrung, $n \leq 4$

$$S = \frac{a \cdot b - \frac{\pi}{4} n \cdot d^2}{2 \cdot t \cdot (a + b) + t \cdot \pi \cdot n \cdot d}$$



FORMFAKTOR FÜR STREIFENFÖRMIGE LAGER

$$S = \frac{a_1}{2 \cdot t} \quad b_1 \gg a_1$$



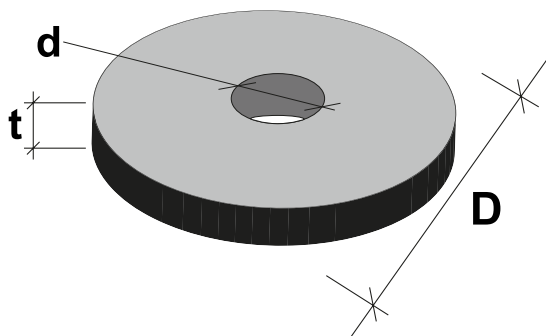
FORMFAKTOR FÜR RUNDE LAGER

Ohne Bohrung

$$S = \frac{D}{4 \cdot \sqrt{2} \cdot t}$$

Mit Bohrung

$$S = \frac{D - d}{4 \cdot \sqrt{2} \cdot t}$$



Compactlager S 65

Statisches Elastomerlager für Bauteillagerung

Dicken: 10 und 15mm

Die nachfolgenden Tabellen zeigen den Bemessungswert der Tragfähigkeit und den zulässigen Drehwinkel in Abhängigkeit von den Lagerabmessungen. Zwischenwerte dürfen interpoliert werden.

LAGER			BEMESSUNGSWERT DER TRAGFÄHIGKEIT, $\sigma_{R,d}$ [N/mm ²]																		
[mm]	α [‰]	[mm]																			
Dicke	zul. Drehwinkel	Breite	LAGERLÄNGE [mm]																		
			70	80	90	100	110	120	130	140	150	175	200	225	250	275	300	350	400	450	500
10	40,0	50	-	-	-	7,3	7,6	7,8	8,0	8,2	8,4	8,7	9,0	9,2	9,4	9,6	9,8	10,0	10,2	10,3	10,4
	40,0	60	-	-	-	8,4	8,7	9,0	9,3	9,5	9,8	10,2	10,6	11,0	11,2	11,5	11,7	12,0	12,3	12,5	12,6
	40,0	70	7,7	8,3	8,8	9,3	9,7	10,1	10,5	10,8	11,1	11,7	12,2	12,6	12,9	13,2	13,5				
	40,0	80	8,3	9,0	9,6	10,2	10,7	11,1	11,5	11,9	12,3	13,0	13,6								
	40,0	90	8,8	9,6	10,3	11,0	11,5	12,1	12,5	13,0	13,4										
	40,0	100	9,3	10,2	11,0	11,7	12,3	12,9	13,4	13,9											
	40,0	110	9,7	10,7	11,5	12,3	13,0	13,7													
	37,5	120	10,1	11,1	12,1	12,9	13,7														
	34,6	130	10,5	11,5	12,5	13,4															
	32,1	140	10,8	11,9	13,0	13,9															
	30,0	150	11,1	12,3	13,4																
	28,1	160	11,3	12,6	13,7																
	25,7	175	11,7	13,0																	
	22,5	200	12,2	13,6																	
	18,0	250	12,9																		
	15,0	300	13,5																		
	12,9	350	13,9																		
	11,3	400																			
	10,0	450																			
	9,0	500																			
	8,2	550																			
	7,5	600																			

14,0

14,0

LAGER			BEMESSUNGSWERT DER TRAGFÄHIGKEIT, $\sigma_{R,d}$ [N/mm ²]																		
[mm]	α [‰]	[mm]																			
Dicke	zul. Drehwinkel	Breite	LAGERLÄNGE [mm]																		
			75	80	90	100	110	120	130	140	150	175	200	225	250	275	300	350	400	450	500
15	40,0	70	5,0	5,2	5,5	5,8	6,1	6,3	6,5	6,7	6,9	7,3	7,6	7,9	8,1	8,3	8,4	8,7	8,9	9,1	9,3
	40,0	80	5,4	5,6	6,0	6,4	6,7	7,0	7,2	7,4	7,7	8,1	8,5	8,8	9,1	9,3	9,6	9,9	10,2	10,4	10,6
	40,0	90	5,8	6,0	6,5	6,8	7,2	7,5	7,8	8,1	8,4	8,9	9,4	9,8	10,1	10,4	10,6	11,1	11,4	11,7	11,9
	40,0	100	6,1	6,4	6,8	7,3	7,7	8,1	8,4	8,7	9,0	9,6	10,2	10,6	11,0	11,4	11,7	12,2	12,6	12,9	13,2
	40,0	110	6,4	6,7	7,2	7,7	8,1	8,6	8,9	9,3	9,6	10,3	10,9	11,5	11,9	12,3	12,7	13,2	13,7		
	40,0	120	6,6	7,0	7,5	8,1	8,6	9,0	9,4	9,8	10,2	11,0	11,7	12,3	12,8	13,2	13,6				
	40,0	130	6,9	7,2	7,8	8,4	8,9	9,4	9,9	10,3	10,7	11,6	12,4	13,0	13,6						
	40,0	140	7,1	7,4	8,1	8,7	9,3	9,8	10,3	10,8	11,2	12,2	13,0	13,7							
	40,0	150	7,3	7,7	8,4	9,0	9,6	10,2	10,7	11,2	11,7	12,7	13,6								
	40,0	160	7,5	7,9	8,6	9,3	9,9	10,5	11,1	11,6	12,1	13,2									
	38,6	175	7,7	8,1	8,9	9,6	10,3	11,0	11,6	12,2	12,7	13,9									
	33,8	200	8,1	8,5	9,4	10,2	10,9	11,7	12,4	13,0	13,6										
	27,0	250	8,6	9,1	10,1	11,0	11,9	12,8	13,6												
	22,5	300	9,0	9,6	10,6	11,7	12,7	13,6													
	19,3	350	9,3	9,9	11,1	12,2	13,2														
	16,9	400	9,6	10,2	11,4	12,6	13,7														
	15,0	450	9,8	10,4	11,7	12,9															
	13,5	500	9,9	10,6	11,9	13,2															
	12,3	550	10,1	10,7	12,1	13,4															
	11,3	600	10,2	10,9	12,3	13,6															

14,0

14,0

Einsatz in Ortbeton: Einbettung in Polystyrol

Einsatz in Feuerwiderstandsklasse F90/F120: Gegebenenfalls Einbettung in Ciflamon-Brandschutzplatte

gesehen Gebhart

Compactlager S 65

Statisches Elastomerlager für Bauteillagerung

Dicken: 20 und 25 mm

LAGER			BEMESSUNGSWERT DER TRAGFÄHIGKEIT, $\sigma_{R,d}$ [N/mm ²]																
[mm]	α [‰]	[mm]																	
Dicke	zul. Drehwinkel	Breite	LAGERLÄNGE [mm]																
			100	110	120	125	130	140	150	175	200	225	250	275	300	350	400	450	500
20	40,0	100	5,2	5,5	5,8	5,9	6,0	6,2	6,5	6,9	7,3	7,6	7,9	8,1	8,4	8,7	9,0	9,2	9,4
	40,0	110	5,5	5,8	6,1	6,3	6,4	6,7	6,9	7,4	7,8	8,2	8,5	8,8	9,1	9,5	9,8	10,1	10,3
	40,0	120	5,8	6,1	6,5	6,6	6,8	7,0	7,3	7,9	8,4	8,8	9,1	9,5	9,8	10,2	10,6	11,0	11,2
	40,0	130	6,0	6,4	6,8	6,9	7,1	7,4	7,7	8,3	8,8	9,3	9,7	10,1	10,4	11,0	11,4	11,8	12,1
	40,0	140	6,3	6,7	7,0	7,2	7,4	7,7	8,0	8,7	9,3	9,8	10,3	10,7	11,1	11,7	12,2	12,6	12,9
	40,0	150	6,5	6,9	7,3	7,5	7,7	8,0	8,4	9,1	9,8	10,3	10,8	11,3	11,7	12,3	12,9	13,4	13,8
	40,0	160	6,6	7,1	7,5	7,7	7,9	8,3	8,7	9,5	10,2	10,8	11,3	11,8	12,3	13,0	13,6		
	40,0	175	6,9	7,4	7,9	8,1	8,3	8,7	9,1	10,0	10,8	11,5	12,1	12,6	13,1	13,9			
	40,0	200	7,3	7,8	8,4	8,6	8,8	9,3	9,8	10,8	11,7	12,5	13,2	13,8					
	36,0	250	7,9	8,5	9,1	9,4	9,7	10,3	10,8	12,1	13,2								
	30,0	300	8,4	9,1	9,8	10,1	10,4	11,1	11,7	13,1									
	25,7	350	8,7	9,5	10,2	10,6	11,0	11,7	12,3	13,9									
	22,5	400	9,0	9,8	10,6	11,0	11,4	12,2	12,9										
	20,0	450	9,2	10,1	11,0	11,4	11,8	12,6	13,4										
	18,0	500	9,4	10,3	11,2	11,7	12,1	12,9	13,8										
	16,4	550	9,6	10,5	11,5	11,9	12,4	13,2											
	15,0	600	9,8	10,7	11,7	12,1	12,6	13,5											

14,0

Einsatz in Ortbeton: Einbettung in Polystyrol

Einsatz in Feuerwiderstandsklasse F90/F120: Gegebenenfalls Einbettung in Ciflamon-Brandschutzplatte

LAGER			BEMESSUNGSWERT DER TRAGFÄHIGKEIT, $\sigma_{R,d}$ [N/mm ²]																
[mm]	α [‰]	[mm]																	
Dicke	zul. Drehwinkel	Breite	LAGERLÄNGE [mm]																
			125	130	140	150	175	200	225	250	275	300	350	400	450	500			
25	40,0	125	5,2	5,3	5,6	5,8	6,2	6,6	7,0	7,3	7,6	7,8	8,2	8,5	8,8	9,0			
	40,0	130	5,3	5,5	5,7	5,9	6,4	6,8	7,2	7,5	7,8	8,0	8,5	8,8	9,1	9,3			
	40,0	140	5,6	5,7	6,0	6,2	6,7	7,2	7,6	7,9	8,3	8,5	9,0	9,4	9,7	10,0			
	40,0	150	5,8	5,9	6,2	6,5	7,0	7,5	8,0	8,4	8,7	9,0	9,5	10,0	10,3	10,6			
	40,0	160	6,0	6,1	6,4	6,7	7,3	7,9	8,3	8,8	9,1	9,5	10,0	10,5	10,9	11,3			
	40,0	175	6,2	6,4	6,7	7,0	7,7	8,3	8,8	9,3	9,7	10,1	10,8	11,3	11,8	12,2			
	40,0	200	6,6	6,8	7,2	7,5	8,3	9,0	9,6	10,2	10,7	11,1	11,9	12,6	13,1	13,6			
	40,0	250	7,3	7,5	7,9	8,4	9,3	10,2	11,0	11,7	12,3	12,9	13,9						
	37,5	300	7,8	8,0	8,5	9,0	10,1	11,1	12,1	12,9	13,7								
	32,1	350	8,2	8,5	9,0	9,5	10,8	11,9	13,0	13,9									
	28,1	400	8,5	8,8	9,4	10,0	11,3	12,6	13,7										
	25,0	450	8,8	9,1	9,7	10,3	11,8	13,1											
	22,5	500	9,0	9,3	10,0	10,6	12,2	13,6											
	20,5	550	9,2	9,5	10,2	10,9	12,5												
	18,8	600	9,4	9,7	10,4	11,1	12,8												

14,0

Einsatz in Ortbeton: Einbettung in Polystyrol

Einsatz in Feuerwiderstandsklasse F90/F120: Gegebenenfalls Einbettung in Ciflamon-Brandschutzplatte

Compactlager S 65

Statisches Elastomerlager für Bauteillagerung

Dicke: 30mm

LAGER			BEMESSUNGSWERT DER TRAGFÄHIGKEIT, $\sigma_{R,d}$ [N/mm ²]										
[mm]	α [‰]	[mm]	LAGERLÄNGE [mm]										
Dicke	zul. Drehwinkel	Breite	150	175	200	225	250	275	300	350	400	450	500
30	40,0	150	5,2	5,7	6,1	6,5	6,8	7,0	7,3	7,7	8,1	8,4	8,6
	40,0	160	5,4	5,9	6,4	6,7	7,1	7,4	7,7	8,1	8,5	8,8	9,1
	40,0	175	5,7	6,2	6,7	7,2	7,5	7,9	8,2	8,7	9,2	9,5	9,8
	40,0	200	6,1	6,7	7,3	7,8	8,2	8,6	9,0	9,6	10,2	10,6	11,0
	40,0	250	6,8	7,5	8,2	8,9	9,4	10,0	10,4	11,3	12,0	12,6	13,2
	40,0	300	7,3	8,2	9,0	9,8	10,4	11,1	11,7	12,7	13,6		
	38,6	350	7,7	8,7	9,6	10,5	11,3	12,0	12,7	13,9			
	33,8	400	8,1	9,2	10,2	11,1	12,0	12,8	13,6				
	30,0	450	8,4	9,5	10,6	11,7	12,6	13,6					
	27,0	500	8,6	9,8	11,0	12,1	13,2						
	24,5	550	8,8	10,1	11,4	12,5	13,7						
	22,5	600	9,0	10,4	11,7	12,9							

14,0

Einsatz in Ortbeton: Einbettung in Polystyrol

Einsatz in Feuerwiderstandsklasse F90/F120: Gegebenenfalls Einbettung in Ciflamon-Brandschutzplatte

Compactlager S 65

Statisches Elastomerlager für Bauteillagerung

Dicken: 10, 15, 20, 25 und 30 mm

STREIFENLAGER										
LAGERBREITE a_1 [mm]	COMPACTLAGER S 65									
	LAGERDICKEN									
	t = 10 mm		t = 15 mm		t = 20 mm		t = 25 mm		t = 30 mm	
	$F_{R,d}$ [kN/m]	zul. α [‰]	$F_{R,d}$ [kN/m]	zul. α [‰]	$F_{R,d}$ [kN/m]	zul. α [‰]	$F_{R,d}$ [kN/m]	zul. α [‰]	$F_{R,d}$ [kN/m]	zul. α [‰]
50	583	40	-	-	-	-	-	-	-	-
60	840	40	-	-	-	-	-	-	-	-
70	980	40	-	-	-	-	-	-	-	-
80	1120	40	1006	40	-	-	-	-	-	-
90	1260	40	1260	40	-	-	-	-	-	-
100	1400	40	1400	40	1167	40	-	-	-	-
110	1540	40	1540	40	1433	40	-	-	-	-
120	1680	37,5	1680	40	1680	40	-	-	-	-
130	1820	34,6	1820	40	1820	40	1587	40	-	-
140	1960	32,1	1960	40	1960	40	1863	40	-	-
150	2100	30,0	2100	40	2100	40	2100	40	1750	40
160	2240	28,1	2240	40	2240	40	2240	40	2012	40
170	2380	26,5	2380	39,7	2380	40	2380	40	2293	40
180	2520	25,0	2520	37,5	2520	40	2520	40	2520	40
190	2660	23,7	2660	35,5	2660	40	2660	40	2660	40
200	2800	22,5	2800	33,8	2800	40	2800	40	2800	40
210	2940	21,4	2940	32,1	2940	40	2940	40	2940	40
220	3080	20,5	3080	30,7	3080	40	3080	40	3080	40
230	3220	19,6	3220	29,3	3220	39,1	3220	40	3220	40
240	3360	18,8	3360	28,1	3360	37,5	3360	40	3360	40
250	3500	18,0	3500	27,0	3500	36,0	3500	40	3500	40
Einsatz in Ortbeton: Einbettung in Polystyrol										
Einsatz in Feuerwiderstandsklasse F90/F120: Gegebenenfalls Einbettung in Ciflamon-Brandschutzplatte										

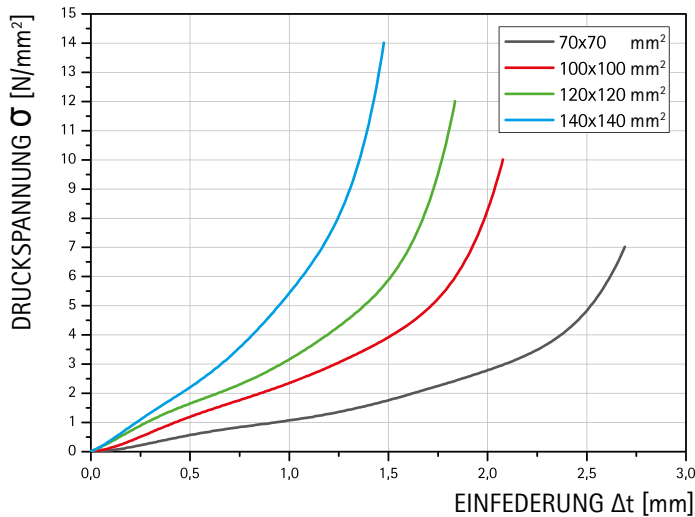
Compactlager S 65

Statisches Elastomerlager für Bauteillagerung

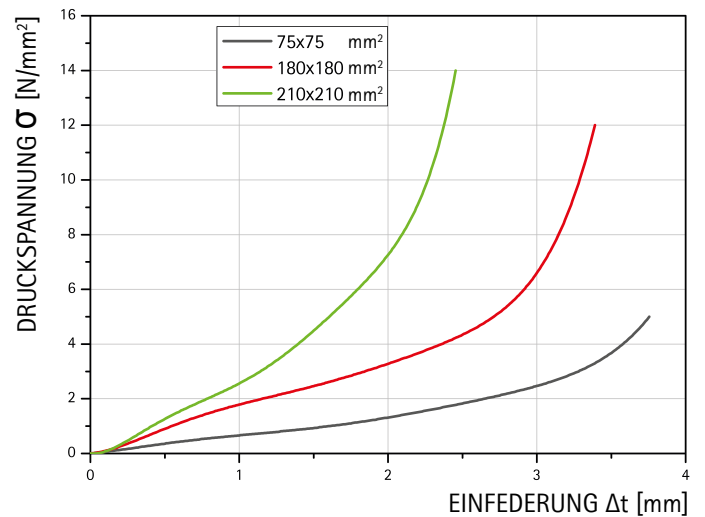
Federkennlinien

Die folgenden Diagramme zeigen das Druckstauchungsverhalten für verschiedene Formate beim Einsatz zwischen Betonoberflächen (Fertigteile).

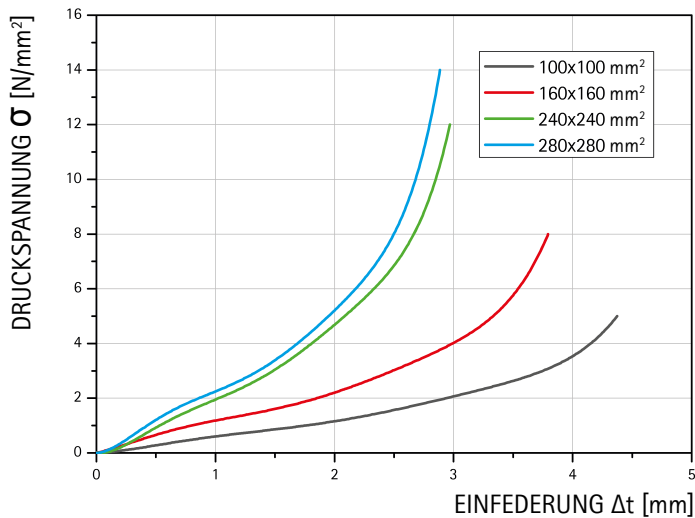
Dicke 10 mm



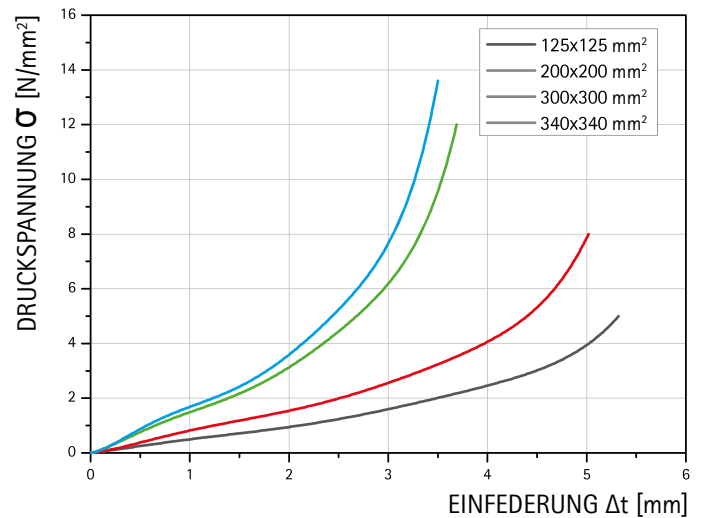
Dicke 15 mm



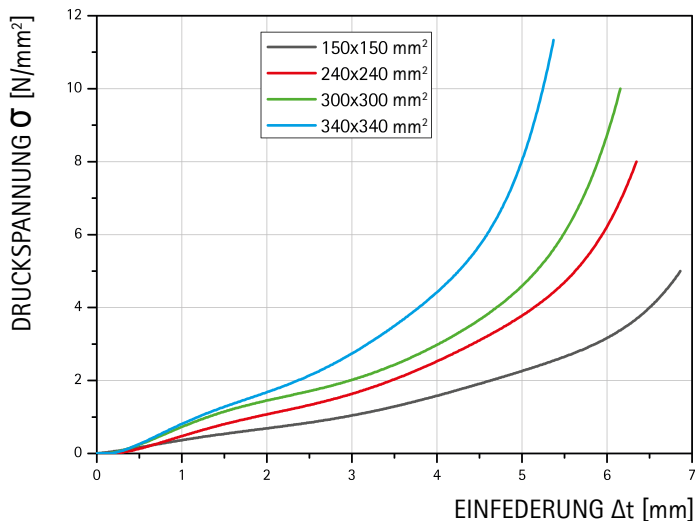
Dicke 20 mm



Dicke 25 mm



Dicke 30 mm



Compactlager S 65

Statisches Elastomerlager für Bauteillagerung

Bemessungsbeispiel

Gegeben: $F_{E,k} = 590 \text{ kN}$ entsprechend $F_{E,d} = 1,4 \times F_{E,k} = 826 \text{ kN}^*$, Auflagerverdrehung $\alpha = 19 \text{ ‰}$, horizontale Verformung $u = 6,2 \text{ mm}$

Gewählte Abmessungen:

$$a_1 = 160 \text{ mm}, b_1 = 370 \text{ mm}, t = 15 \text{ mm}$$

Formfaktor:

$$S = \frac{160 \text{ mm} \times 370 \text{ mm}}{2 \times 15 \text{ mm} \times (160 \text{ mm} + 370 \text{ mm})} = 3,7$$

Tragfähigkeit:

$$\sigma_{R,d} = 4,03 \times 3,7^{1,16} = 18,4 \text{ N/mm}^2 > 14 \text{ N/mm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{R,d} = 14 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{R,d} = \sigma_{R,d} \times A_E = 14,0 \text{ N/mm}^2 \times 160 \text{ mm} \times 370 \text{ mm} = 828,8 \text{ kN}$$

$$F_{R,d} \geq F_{E,d} \rightarrow \text{Tragfähigkeit des Lagers ist ausreichend}$$

Auflagerverdrehung aus Bauteilverformung: $\alpha = 19 \text{ ‰}$

Zusätzliche Verdrehung aus Schiefwinkligkeit: 10 ‰

Zusätzliche Verdrehung aus Unebenheit:

$$625 \text{ (mm*‰)} / a \text{ (mm)} = 625 / 160 \text{ ‰} = 3,9 \text{ ‰}$$

Insgesamt aufzunehmende Verdrehung:

$$\alpha = 19 \text{ ‰} + 10 \text{ ‰} + 3,9 \text{ ‰} = 32,9 \text{ ‰}$$

$$\text{max. } \alpha = 450 \text{ ‰} \times t/a = 450 \text{ ‰} \times 15 \text{ mm} / 160 \text{ mm} = 42,2 \text{ ‰} > 40 \text{ ‰}$$

$$\rightarrow \text{max. } \alpha = 40 \text{ ‰}$$

$$\text{max. } \alpha \geq \alpha \rightarrow \text{Verdrehwinkel des Lagers ist ausreichend}$$

Horizontale Verformung der Bauteile:

$$u = 6,2 \text{ mm}$$

$$\text{max. } u = 0,6 \times (t-2) = 7,8 \text{ mm}$$

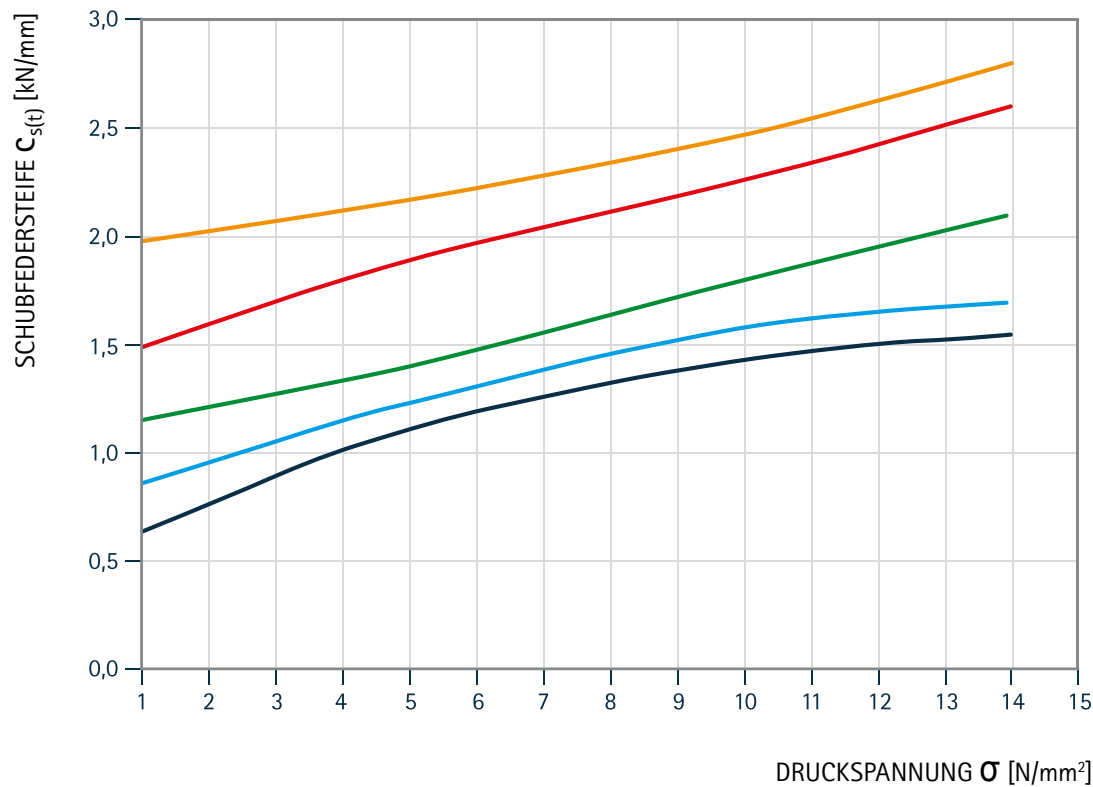
$$\text{max. } u \geq u \rightarrow \text{Schubverformbarkeit des Lagers ist ausreichend}$$

* Anmerkung zum Teilsicherheitsbeiwert: Der Teilsicherheitsbeiwert einer einwirkenden Last hängt von deren Art ab. Bei ständigen Lasten beträgt er z. B. 1,35, bei veränderlichen Lasten 1,5. Da Baulager im Hochbau nur unter vorwiegend ständigen Lasten eingesetzt werden sollen, kann für das Verhältnis zwischen der gesamten charakteristischen Last und der gesamten Design-Bemessungslast näherungsweise ein Faktor von 1,4 angesetzt werden.

Compactlager S 65

Statisches Elastomerlager für Bauteillagerung

Schubfedersteife



LEGENDE

- 10 mm
- 15 mm
- 20 mm
- 25 mm
- 30 mm

DIAGRAMM

Für die horizontale Schubverformung aus einmalig wirkenden Horizontalkräften ist kein Nachweis erforderlich, da einmaliges geringes Gleiten zu keiner schädlichen Veränderung der Lagerung führt. Soll die Schubauslenkung eine „reine“ Schubverformung sein, ist eine vertikale Lagerdruckspannung $\sigma_{E,d}$ von mindestens 1 N/mm^2 erforderlich.

Der Inhalt dieser Druckschrift ist das Ergebnis umfangreicher Forschungsarbeit und anwendungstechnischer Erfahrungen. Alle Angaben und Hinweise erfolgen nach bestem Wissen; sie stellen keine Eigenschaftszusicherung dar und befreien den Benutzer nicht von der eigenen Prüfung, auch im Hinblick auf Schutzrechte Dritter. Für die Beratung durch diese Druckschrift ist eine Haftung auf Schadenersatz, gleich welcher Art und welchen Rechtsgrundes, ausgeschlossen. Technische Änderungen im Rahmen der Produktentwicklung bleiben vorbehalten.

© Copyright – Calenberg Ingenieure GmbH – 2022

Rev. 6

gesehen Gebhart
7. Februar 2022

Calenberg Ingenieure GmbH | Am Knübel 2-4 | 31020 Salzhemmendorf | Deutschland | info@calenberg-ingenieure.de | www.calenberg-ingenieure.de