

Diplom-Thesis

Variantenuntersuchung zu einem Tragwerk für einen 10m-Mobilfunkmast mit Untergestell auf Gebäude in Fertigteilbauweise (DDR-Plattenbau)

vorgelegt am: 13.08.2025

von: Lukas Meißner
09648 Mittweida
Auenblickstr. 19

Studiengang: Bauingenieurwesen

Studienrichtung: Hochbau

Seminargruppe: HB22-2

Matrikelnummer: 4004915

Praxispartner: Hörmann BauPlan GmbH
09111 Chemnitz
Brückenstraße 8

Gutachter: Dipl.-Ing. Carsten Schütz (Hörmann BauPlan GmbH)
Prof. Dr.-Ing. Torsten Laufs (DHSN Glauchau)

Freigabeerklärung/Sperrvermerk

Hiermit erklären wir uns einverstanden/~~nicht einverstanden~~ *), dass die **Diplom-*The-
sis*** *) des/der Studenten/in

Name, Vorname: *Lukas Meißner*

SG: **4HB22-2**

zur öffentlichen Einsichtnahme durch den Dokumentenserver der Bibliothek der
Staatlichen Studienakademie Glauchau bereitgestellt wird.

Thema der Arbeit:

Variantenuntersuchung zu einem Tragwerk für einen 10m-Mobilfunkmast mit Unter-
gestell auf Gebäude in Fertigteilbauweise (DDR-Plattenbau)

.....
Ort, Datum

.....
Stempel, Unterschrift des Praxispartners

Arbeit zur Veröffentlichung freigegeben:

ja ☐

nein ☐

.....
Datum

.....
Studienleiter

*) Nichtzutreffendes bitte streichen

Festsetzung des Themas der Thesis zur Diplomarbeit

Studierende(r): Lukas Meißner
Seminargruppe: 4HB22-2
Matrikelnummer: 4004915
Dualer Praxispartner: HÖRMANN BauPlan GmbH

Thema der Diplomthesis:

Variantenuntersuchung zu einem Tragwerk für einen 10m-Mobilfunkmast mit Untergestell auf Gebäude in Fertigteilbauweise (DDR-Plattenbau)

Gutachter/in Duale Hochschule: Prof. Dr.-Ing. Torsten Laufs

Gutachter/in Dualer Praxispartner: Dipl.-Bauingenieur (FH) Carsten Schütz

Herr Meißner ist gemäß § 18 der Prüfungsordnung für den Studiengang Bauingenieurwesen vom 01.10.2022 zur Diplomarbeit zugelassen. Das o.g. Thema wurde am **21.05.2025** ausgegeben.

Abgabetermin der Thesis: **13.08.2025, 14:00:00 Uhr**



Prof. Ingolf Tiator

Vorsitzender

Prüfungsausschuss Technik

Inhaltsverzeichnis

Abbildungsverzeichnis	VI
Tabellenverzeichnis	VII
Formelverzeichnis	VIII
Abkürzungsverzeichnis	IX
1 Einleitung	1
1.1 Motivation, Problemstellung und Zielsetzung	1
1.2 Abgrenzung	1
1.3 Methodik	2
2 Theoretische Grundlagen	3
2.1 Übersicht Mobilfunk	3
2.2 Baurechtlicher Rahmen und Normen.....	4
2.3 Einwirkungen auf Mobilfunkmasten	5
2.4 Mobilfunkstationen auf DDR-Plattenbauten	6
2.5 Systemmodellierung	8
3 Rahmenbedingungen	10
3.1 Musterprojekt	10
3.2 Software	10
3.3 Parameterdefinition.....	11
3.4 Lastannahmen	12
3.5 Lastfälle	15
3.6 Überlagerungen	16
3.7 Anmerkung zur Berechnung	17
4 Ausgangssystem und Vergleichsvariante 1	18
4.1 Systemvorstellung Ausgangssystem	18
4.2 Iteration zu Vergleichsvariante 1.....	19
4.3 Auswertung Vergleichsvariante 1	23
4.4 Betriebsfestigkeitsnachweis.....	25
5 Vergleichsvariante 2: Diagonalträger	30
5.1 Systemvorstellung Vergleichsvariante 2	30
5.2 Anpassung Vergleichsvariante 2	31
5.3 Auswertung Vergleichsvariante 2	33
6 Vergleichsvariante 3: Dreifuß	36
6.1 Systemvorstellung Vergleichsvariante 3	36
6.2 Anpassung Vergleichsvariante 3	37
6.3 Auswertung Vergleichsvariante 3	38

7	Bewertung und Vergleich	41
7.1	Punktesystem	41
7.2	Beurteilung der Konstruktion und Montage.....	43
7.3	Ergebnisse.....	44
8	Schlussbetrachtung	48
8.1	Zusammenfassung und Fazit.....	48
8.2	Kritische Betrachtung.....	49
Quellenverzeichnis.....		50
Anlagenverzeichnis.....		51

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1	Methodische Vorgehensweise der Arbeit.....	2
Abbildung 2	Abgestrebter Stahlrohrmast mit Untergestell auf Dach	4
Abbildung 3	Skizze: Modellierung der Lagerreaktionen für Systeme mit 4 Fußpunkten	9
Abbildung 4	Systemansicht Ausgangssystem.....	18
Abbildung 5	Darstellung aufgedübelte Fußplatte mit Fußstütze RO 114.3x5.....	21
Abbildung 6	Ermittlung der Ermüdungsstelle	26
Abbildung 7	Wöhlerlinie	28
Abbildung 8	Systemansicht der Variante mit Diagonalträgern	30
Abbildung 9	Vergleich der Auslenkung durch die Eigenfrequenz des angepassten Ausgangssystems mit der Variante mit Diagonalträgern.....	31
Abbildung 10	Vergleich der Auslenkung durch die Eigenfrequenz der diagonalen Quadratrohrvarianten mit und ohne Zwischenstreben	32
Abbildung 11	Systemansicht der Vergleichsvariante 2	33
Abbildung 12	Systemansicht Vergleichsvariante 3.....	36
Abbildung 13	Vergleich der Auslenkung durch die Eigenfrequenz des Dreifüßes mit und ohne Querträger.....	37
Abbildung 14	Systemansicht der Vergleichsvariante 3	38
Abbildung 15	Netzdiagramm Vergleichsvariante 1.....	45
Abbildung 16	Netzdiagramm Vergleichsvariante 2.....	46
Abbildung 17	Netzdiagramm Vergleichsvariante 3.....	46
Abbildung 18	Netzdiagramm mit allen Vergleichsvarianten	47

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1	Parameterdefinition	11
Tabelle 2	Lastfälle	15
Tabelle 3	Überlagerungen	16
Tabelle 4	Iterationsschritte zur Querschnittsanpassung des Ausgangssystems	19
Tabelle 5	Überprüfung der zulässigen Auslenkung der Antennen	22
Tabelle 6	Abhängigkeit Strukturbeiwert von Eigenfrequenz.....	22
Tabelle 7	Auswertung der ersten Vergleichsvariante	23
Tabelle 8	Querschnitte der Vergleichsvariante 2	33
Tabelle 9	Auswertung der Vergleichsvariante 2.....	34
Tabelle 10	Querschnitte der Vergleichsvariante 3	38
Tabelle 11	Auswertung der Vergleichsvariante 3.....	39
Tabelle 12	Punkteaufteilung Bewertung	41
Tabelle 13	Punkteverteilung der Vergleichsvarianten	44

Formelverzeichnis

Formel 1	Strukturbeiwert c_{sC_d}	13
Formel 2	Formel für die Windlast	15
Formel 3	Faktor für schräge Windanströmung	16
Formel 4	Schadensäquivalenzfaktor	28
Formel 5	Betriebsfestigkeitsnachweis	29
Formel 6	Interpolationsformel.....	42

Abkürzungsverzeichnis

AAU	Active Antenna Unit
DDR	Deutsche Demokratische Republik
EC	Eurocode
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
IEMB	Institut für Erhaltung und Modernisierung von Bauwerken e.V.
LF	Lastfall
MHA	Mast Head Amplifier
MS	Microsoft
NN	Normalnull
QRO	Quadratrohr
RiFu	Richtfunkantenne
RRH	Remote Radio Head
RRU	Remote Radio Unit
SFK	Schraubenfestigkeitsklasse
TGL	Technische Normen, Gütevorschriften und Lieferbedingungen

1 Einleitung

1.1 Motivation, Problemstellung und Zielsetzung

Ein Blick über die Dächer von Städten zeigt, dass mit einem Dach mehr gemacht werden kann als nur ein Gebäude zu schützen. Neben Photovoltaikanlagen und Lüftungsgeräten sind auch Mobilfunkmasten aus Stahl auf Dächern zu finden. Besonders auf Plattenbauten mit Flachdach bietet sich die Installation einer Mobilfunkstation an, um umliegende Bewohner mit Mobilfunk zu versorgen. Um den wachsenden Anforderungen an Nachhaltigkeit und Wirtschaftlichkeit künftig gerecht zu werden, untersucht und vergleicht diese Diplomarbeit die bestehende Mastkonstruktionen mit zwei Alternativsystemen mit dem Ziel, die effizienteste Bauweise zu ermitteln.

Die Problemstellung lässt sich in einer Frage darstellen: Ist die bisherige Bauweise wirtschaftlich, ressourcenschonend und statisch sinnvoll? Wenn die Antwort „Ja“ lautet, bestätigt sich dadurch das bisherige System. Bei „Nein“ wird es Zeit für eine Anpassung.

Die Wahl des Themas beruht unter anderem auf persönlicher Motivation: Durch meine Tätigkeit in der Planung von Mobilfunkmasten konnte ich bereits fundierte Einblicke gewinnen und ein konkretes Entwicklungspotenzial erkennen. Auch die eigene Auseinandersetzung mit dem Thema im beruflichen Alltag hat mein Interesse nachhaltig geprägt. Hinzu kommt der Wunsch neue Ansätze zu identifizieren und einen Beitrag zur Weiterentwicklung des Arbeitsbereichs zu leisten und als mitwirkender Berater der Entscheidungsträger für wirtschaftliche und nachhaltige Projekte zu sorgen. Zudem besteht im Planungsprozess durch das begrenzte Honorar nicht die Möglichkeit, eine Variantenuntersuchung zu führen.

Eng verknüpft mit Problemstellung und Motivation ist somit das Ziel der Arbeit: für zukünftige Planungen die Wirtschaftlichkeit und Nachhaltigkeit durch sinnvollen Materialeinsatz und unter Beachtung statischer Belange zu steigern.

1.2 Abgrenzung

In dieser Diplomarbeit werden verschiedene Varianten für eine Konstruktion eines abgestrebten Stahlrohrmastes aus statischer Sicht verglichen. Diese Untersuchung betrachtet ausschließlich Konstruktion aus Stahl S235.

In den Lastannahmen für die Systeme findet eine Windlastberechnung nach Eurocode und nationalem Anhang statt. Die dynamische Windbeanspruchung wird durch den Strukturbeiwert c_{scd} berücksichtigt. Da sich das Musterprojekt nicht in einer erdbebengefährdeten Zone befindet, wird auf einen Nachweis gegen Erdbebensicherheit verzichtet. Ein Ermüdungsnachweis wird in Form eines Betriebsfestigkeitsnachweises

nach DIN EN 1993-1-9 und DIN EN 1993-3-1 geführt. Auf einen Nachweis der Dauerfestigkeit wird verzichtet, da dieser für eine unregelmäßige Beanspruchung durch Wind zu unwirtschaftlich wäre. In der statischen Berechnung werden keine Anschlussdetails der Stahlverbindungen nachgewiesen. Bemessen wird das Gesamtsystem in Form eines Stabwerks und die Lasteinleitung in das Gebäude. Stabilitätsnachweise beschränken sich auf die Abstreibungen, da im restlichen System keine Stabilitätsprobleme zu erwarten sind.

Die Konstruktion ist für Flachdächer mit massiver Dachdecke von Plattenbauten ausgelegt. Typische Kaltdächer mit Drempele und andere Dachformen auf Plattenbauten finden in dieser Arbeit keine Berücksichtigung.

Die Konstruktion und Montage, sowie der Korrosionsschutz werden ausschließlich im Rahmen der Bewertung erläutert. Eine tiefere Ausarbeitung der Themen findet in dieser Arbeit nicht statt. Zwischenbauzustände werden nicht berücksichtigt.

1.3 Methodik

Erreicht werden soll das Ziel durch einen Vergleich des vorhandenen Statischen Systems (nachfolgend Ausgangssystem genannt) mit weiteren Varianten (nachfolgend Vergleichsvarianten genannt) unter Einhaltung vordefinierter Parametergrenzwerte. Um das Ausgangssystem vergleichbar zu machen, wird es vorher iterativ angepasst, indem die Querschnitte verkleinert werden. Dabei werden für ein Musterprojekt Lastannahmen angesetzt und statische Berechnungen für die Systeme durchgeführt, um die Ergebnisse anschließend auszuwerten und zu vergleichen. In folgender Abbildung 1 ist die methodische Vorgehensweise schematisch dargestellt.

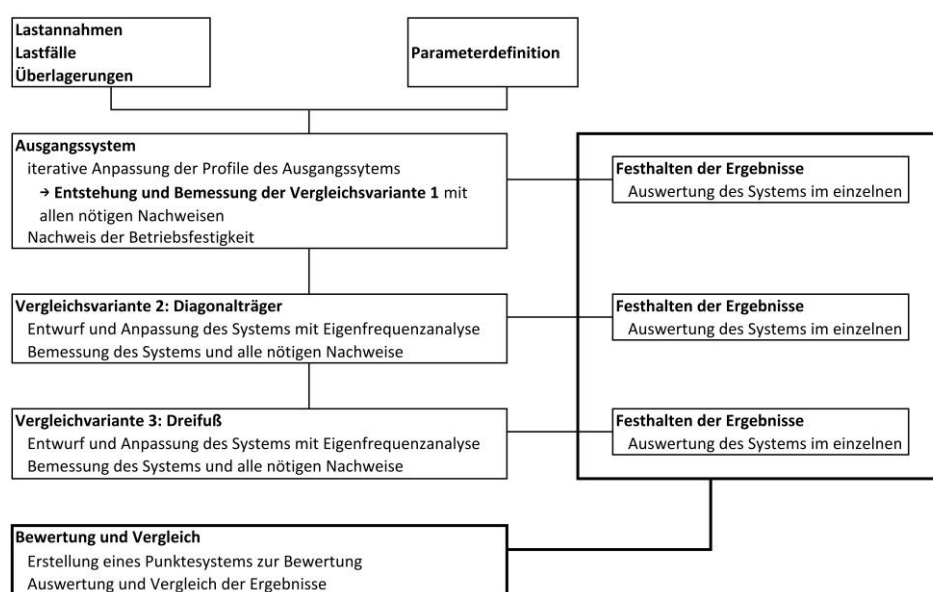


Abbildung 1 Methodische Vorgehensweise der Arbeit
Eigene Darstellung

2 Theoretische Grundlagen

2.1 Übersicht Mobilfunk

Um Mobilfunk weltweit empfangen zu können, ist ein flächendeckendes Antennennetz notwendig. Dieses Netz besteht aus einzelnen Punkten, die miteinander kommunizieren und in ihren Bereichen Funkkommunikation ermöglichen. Diese Punkte sind Mobilfunkstationen, die grundsätzlich aus zwei Antennenarten bestehen: Sektorantennen und Richtfunkantennen.

Sektorantennen sind dafür zuständig, den jeweiligen Sektor mit Mobilfunk zu versorgen, indem sie beim Senden hochfrequente elektrische Energie in elektromagnetische Wellen umwandelt und beim Empfangen umgekehrt die elektromagnetischen Wellen wieder in hochfrequente elektrische Energie umwandelt. Die elektromagnetischen Wellen liegen hierbei in einem Frequenzbereich zwischen 700 MHz bis über 5 GHz. Sektorantennen sind immer so angeordnet, dass rund um den Punkt alle Bereiche ausgestrahlt werden. Zusammen ergeben die Sektorantennen somit einen Rundstrahler. Ein Beispiel dafür sind drei Sektorantennen mit je einem Öffnungswinkel für die Strahlung von 120° , die zusammen 360° ergeben.¹

Sektorantennen lassen sich in passive und aktive Antennen unterteilen. Bei passiven Sektorantennen sind zusätzliche technische Anbauten, wie Remote Radio Units (kurz: RRU), oder auch Remote Radio Heads (kurz: RRH) genannt, verbaut. Das sind separate Sende- und Empfangseinheiten, die nah an der Antenne montiert werden, um Signalverluste zu minimieren. Aktive Sektorantennen, auch Active Antenna Unit (kurz: AAU) genannt, ist die modernere Variante der passiven Antenne mit RRU/RRH und wird für neue 4G- und 5G-Netze verwendet. AAUs sind integrierte Einheiten aus Antenne und RRU oder RRH.²

Richtfunkantennen (kurz: RiFu) sind Parabolantennen, mit denen die Mobilfunkstationen untereinander kommunizieren. Im Gegensatz zu Sektorantennen, strahlen sie nicht einen Bereich aus, sondern werden gezielt auf die Richtfunkantenne einer anderen Mobilfunkstation gerichtet um eine Verbindung herzustellen.³ Im Zuge des Glasfaserausbaus geht der Trend jedoch in die Richtung die Mobilfunkstationen an das Glasfasernetz anzuschließen, anstatt das eigenständige Richtfunknetz aufrecht zu erhalten.

Weitere mögliche technische Anbauten an Mobilfunkmasten, die statisch berücksichtigt werden, sind Mast Head Amplifier (kurz: MHA) zur Empfangsverstärkung und Kabelverteiler.

¹ vgl. BRÜCKNER, 2022, S. 139, 145

² vgl. online: YCICT CO., Limited (05.05.2025)

³ vgl. BRÜCKNER, 2022, S. 146

Damit Mobilfunkantennen ihre Funktion zuverlässig erfüllen können, müssen sie an geeigneten Tragstrukturen montiert werden. Diese Strukturen gewährleisten nicht nur die nötige Positionierung und Ausrichtung der Antennen, sondern auch deren sichere Befestigung unter Einwirkung verschiedenster Lasten. Je nach Einsatzort, baulichen Gegebenheiten und technischen Anforderungen, kommen dabei unterschiedliche Mastarten zum Einsatz.

Grundlegend können Masten in freistehende Masten und Masten auf Gebäuden unterteilt werden. Zu den wesentlichen freistehenden Masten gehören Masten aus Beton, abgespannte Stahlrohrmaste und Gittermaste. Masten auf Gebäuden beschränken sich in der Regel auf abgestrebte Stahlrohrmaste, womit sich diese Arbeit beschäftigt. Abbildung 2 ist ein Foto von einem abgestrebten Stahlrohrmast mit der Konstruktion, die im weiteren Verlauf der Arbeit als Vergleichsgrundlage dient.



Abbildung 2 Abgestrebter Stahlrohrmast mit Untergerüst auf Dach
Foto eines realisierten Projektes

2.2 Baurechtlicher Rahmen und Normen

Nach §61 Abs. 1 Nr. 5 der sächsischen Bauordnung (SächsBO) sind Mobilfunkmasten auf Gebäuden mit einer Höhe von bis zu 15 m und einem Bruttorauminhalt von bis zu 10 m³ verfahrensfrei. Verfahrensfrei heißt in der SächsBO nach §59 Abs. 2, dass für das Bauvorhaben keine Baugenehmigung benötigt wird. Das heißt aber nicht, dass Bauvorhaben, die unter diese Regelung fallen von der „Verpflichtung zur Einhaltung

der Anforderungen, die durch öffentlich-rechtliche Vorschriften an Anlagen gestellt werden“⁴ entbunden werden.⁵

Die DIN 4131 – *Antennentragwerke aus Stahl* sollte mit der Einführung des Eurocodes (kurz: EC) im Juli 2012⁶ von diesem abgelöst werden und in die DIN EN 1993-3-1 – *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Türme, Maste und Schornsteine* mit einfließen. Da die DIN 4131 jedoch nicht in voller Tiefe in die DIN EN 1991-3-1 eingegangen ist, wird die DIN 4131 weiterhin für Annahmen genutzt, die im Eurocode keine Erwähnung finden. Ein Beispiel dafür sind die Betrachtung von Kabeln am Mastquerschnitt und die Formbeiwerte dafür.

Ansonsten ist der EC die Berechnungsgrundlage. Anwendung finden dabei die DIN EN 1990, 1991, 1993. Je nach Art der Gründung oder des Standorts des Mobilfunkmastes werden auch weitere EC-Normen verwendet, wie zum Beispiel DIN EN 1998 bei Erdbebenbelastung. Zusätzlich gelten die Normen und DIN EN 10210 – *warmgefertigte Hohlprofile für den Stahlbau*, DIN EN 14399 – *Hochfeste vorspannbare Garnituren für Schraubverbindungen für den Metallbau* sowie die ISO 4014/ 4017 für sonstige Verschraubungen in Verbindung mit Muttern nach ISO 4032 und Scheiben nach ISO 7089/ 7090.

2.3 Einwirkungen auf Mobilfunkmasten

Die Windlast nach DIN EN 1991-1-4 ist bei leichten Turmbauwerken wie Antennenmasten in der Regel die größte Einwirkung. Der Wind erzeugt mit seiner Böigkeit Belastungen, die das Bauwerk zum Schwingen bringen. Deshalb werden bei dem statischen Nachweis dynamische Schwingungsbeiwerte als Faktoren für der Windlast berechnet, welche die dynamischen Belastungen berücksichtigen. Zusätzlich wird ein Betriebsfestigkeitsnachweis empfohlen, um die Standsicherheit über die Betriebszeit hinweg sicherzustellen.⁷

Eine weitere Besonderheit bei Masten ist der Entfall der Schneelast. Anstelle von Schnee wird eine Eislast angenommen, welche vor allem in Kombination mit Wind zu beachten ist, da durch eine Vereisung der Bauteile größere Windangriffsflächen ent-

⁴ Land Sachsen: Sächsische Bauordnung – SächsBO i. d. F. des Gesetzes vom 11.05.2016, § 59 (2)

⁵ vgl. Land Sachsen: Sächsische Bauordnung – SächsBO i. d. F. des Gesetzes vom 11.05.2016

⁶ vgl. DR.-ING. MARKUS HAUER, 2012, S. 1

⁷ DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1993-3-1 – Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 3-1: Türme, Maste und Schornsteine – Türme und Maste

stehen. Für die nähere Bestimmung des Eisbesatzes wird auf die ISO 12494 *Atmosphärische Eisbildung an Tragwerken* verwiesen, in der je nach Vereisungsklasse die Annahme einer bestimmten Dicke an Eisbesatz vorgeschrieben wird.⁸

Durch die Einführung des Eurocodes hat die ISO 12494 die vorherige DIN 1055-5 *Einwirkungen auf Tragwerke – Schnee- und Eislasten* im Bereich der Eislasten ersetzt. Da in der neuen ISO-Norm jedoch nicht vorgeschrieben ist, wann genau welche Vereisungsklasse anzusetzen ist, wird in der Praxis die Karte aus der alten DIN-Norm genutzt, in der Deutschland in 4 Eiszonen unterteilt ist, analog zu Wind- und Schneelastzonen. Die Zonen verweisen auf bestimmte Vereisungsklassen der DIN-Norm, die sich jedoch nicht von der ISO-Norm unterscheiden.^{9 10}

Bei den Eigenlasten werden neben den Antennen und technischen Anbauten, die in „2.1 Übersicht Mobilfunk“ beschrieben sind, auch Kabel- und eventuelle Leitergewichte berücksichtigt sowie eine Blitzschutzvorrichtung. Wenn eine Leiter verbaut ist, wird zusätzlich eine Absturzlast berücksichtigt.

Wenn sich der Mobilfunkstandort in einer Erdbebenzone befindet, wird der Mast außerdem auf Erdbebensicherheit nach DIN EN 1998 mit dem vereinfachten Antwortspektrenverfahren nachgewiesen.

2.4 Mobilfunkstationen auf DDR-Plattenbauten

Um Mobilfunkstationen auf DDR-Plattenbauten zu errichten, ist es essentiell die Lasteinleitung in das Gebäude sicherzustellen. Dazu wird Kenntnis über die Wohnungsbauten in Fertigteilbauweise benötigt.

Im Zeitraum von 1958 – 1990 wurden in der ehemaligen DDR etwa 2,17 Mio. Wohnungseinheiten in Block-, Streifen- und Plattenbauweise industriell vorgefertigt und gebaut. Mit 67% Anteil dominierte in dieser Zeit die Plattenbauweise, die für diese Arbeit relevant ist.¹¹

Das Institut für Erhaltung und Modernisierung von Bauwerken e.V. (kurz: IEMB) hat sich nach 1990 mit der Frage der Modernisierung von Wohnungsbauten der DDR beschäftigt und Dokumente veröffentlicht, in denen die einzelnen Wohnungsbautypen

⁸ vgl. DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1993-3-1 – Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 3-1: Türme, Maste und Schornsteine – Türme und Maste, S. 63 ff (Anhang C)

⁹ vgl. DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN 1055-5 – Einwirkungen auf Tragwerke - Schnee- und Eislasten, S. 16 ff

¹⁰ vgl. ISO Internationale Organisation für Normung: ISO 12494 – Atmosphärische Eisbildung an Tragwerken

¹¹ vgl. INSTITUT FÜR ERHALTUNG UND MODERNISIERUNG VON BAUWERKEN, 1996, S. 7

charakterisiert sind. Darin sind vor allem statisch relevante Themen, wie Bauteilstärken, Spannweiten und Baustoffe angegeben.

In dieser Arbeit geht es um Systeme, die auf Flachdächern von Plattenbauten mit massiver Dachdecke montiert werden. Relevant für die Bemessung ist die Plattendicke der Deckenplatten, die Betonfestigkeit, die Spannweite und die Abmessungen der Einzelplatten.

Nach Auswertung der Beschreibung der einzelnen Typen, sind die am häufigsten verwendeten Deckenplatten Spannbetonplatten oder Hohlraumdecken. Die Spannbetonplatten mit einer Dicke von 14 cm haben eine Spannweite von 6,00 m. Die Hohlraumdecken mit einer Höhe von 19 cm gab es in den Systemlängen 2,40 m, 3,60 m und 4,20 m. Es wird eine Betonfestigkeit von B25 angegeben, was ungefähr dem heutigen C20/25 entspricht.¹² Die TGL 33482/02, die technische Norm der DDR für Deckenelemente aus Beton, bestätigt die Daten aus den Dokumenten des IEMBs. Sie beschreibt außerdem die möglichen Breiten der Deckenplatten, welche Maße von 60 cm bis 3,00 m beinhaltet.¹³

Die Praxis zeigt jedoch, dass nicht immer von der vollen Betonfestigkeit ausgegangen werden kann, was womöglich mit der Ressourcenknappheit in der DDR zusammenhängt, mit der auch teilweise eine Einsparung von Zement einhergegangen ist.

Die größte Herausforderung bei der Lasteinleitung in das Gebäude ist der Betonausbruch bei Dübeln auf Zug, da der Betonausbruch bei Dübeln in einer Betonfestigkeitsklasse, wie C20/25 oder niedriger, maßgebend wird. Es wird daher empfohlen eine Auszugsprobe mit Dübeln zu machen, um die Betonqualität der Dachdecke genauer zu bestimmen. Die Zugkräfte der Dübel entstehen durch abhebende Lasten, die aus Momenten der Windeinwirkungen auf den Mobilfunkmast resultieren. Hierbei entstehen die abhebenden Lasten auf der windzugewandten Seite. Bei den abhebenden Lasten ist neben den Dübeln auch die entgegenwirkende Masse der Deckenplatten entscheidend. Wenn die Deckenplatten zu leicht sind und starke abhebende Lasten auftreten, können die Platten an den aufgedübelten Füßen mit herausgezogen werden. Es wird empfohlen nachzuweisen, dass das Eigengewicht der Deckenplatten größer als die abhebende Last ist.

Auf der einen Seite des Gestells entstehen abhebende Lasten, hingegen treten auf den gegenüberliegenden Fußstützen Druckkräften auf. Vertikallasten, die Druck erzeugen entstehen auch durch das Eigengewicht des Mastes. In der Regel werden jedoch die Druckkräfte aus dem Moment der Windbeanspruchung maßgebend.

¹² vgl. INSTITUT FÜR ERHALTUNG UND MODERNISIERUNG VON BAUWERKEN, 1996

¹³ vgl. Bauakademie der DDR: Institut für Wohnungs- und Gesellschaftsbau: TGL 33482/02 – Deckenelemente aus Beton: Geschoßdeckenplatten für Wohngebäude und Gesellschaftsbauten

Um mit den Druckkräften keine großen zusätzlichen Momente in der Dachdecke zu erzeugen, ist eine Platzierung der Füße über den Deckenauflagern sinnvoll. Damit werden die Druckkräfte direkt in die tragenden Wände eingeleitet und beanspruchen die Deckenplatte nicht auf Biegung. Bei dieser Variante ist zusätzlich die Betonpressung zu untersuchen.

Wenn eine Platzierung über den Auflagern nicht möglich ist, sollte eine möglichst auflagernahe Aufständigung des Mobilfunkmastes angestrebt werden. Über einen Momentenvergleich der Momente aus den Stützenlasten des Mastes mit den Momenten aus sonstigen veränderlichen Lasten des Daches kann die Tragfähigkeit nachgewiesen werden. Hierbei sollte ein Querkraftnachweis und ein Durchstanznachweis geführt werden.

Als Dübel werden in der Regel Verbundanker verwendet, welche aus einer zuschneidbaren Ankerstange besteht, die mit einem Mörtel in das Bohrloch geklebt wird. Diese Verbundanker, auch Klebeanker genannt, haben eine größere Verankerungstiefe als zum Beispiel Spreizdübel und sind durch den chemischen Verbund fester mit dem Beton verbunden. Außerdem wird der Beton nicht durch zusätzliche Spannungen der Spreizdübel belastet. Die Dübel verbinden die angeschweißte Fußplatte der Fußstützen mit der Rohbetondecke. Für die Schallschutztechnische Entkopplung wird empfohlen, zwischen Fußplatte und Dachdecke eine Elastomerplatte anzuordnen. Die Elastomerplatte nimmt die Schwingungen auf und dämpft diese ab.

2.5 Systemmodellierung

Um eine Stabwerksberechnung durchzuführen, ist es notwendig ein geeignetes Modell zu finden, welches das reale System vereinfacht darstellt. Da die Bemessung mit einem dreidimensionalen Stabwerksprogramm durchgeführt wird, kann das Stabwerk der Mastkonstruktion realitätsnah abgebildet werden. Die größte Herausforderung stellt die Modellierung der Auflager dar.

Bei der Modellierung von dreidimensionalen Auflagern lassen sich sechs Freiheitsgrade bestimmen. Davon sind drei Freiheitsgrade translatorisch: die Verschiebung jeweils entlang einer Achse in X-, Y- oder Z-Richtung. Die anderen drei Freiheitsgrade sind rotatorisch und beschreiben die Freiheit sich um je eine Achse (X, Y oder Z) zu drehen.¹⁴

In der Statik ist es sinnvoll Systeme simpel zu modellieren. Das Ziel ist es einem statisch bestimmten System möglichst nahe zu kommen und nicht zu überbestimmt zu rechnen. Ein System ist statisch bestimmt, wenn alle Auflagerreaktionen und Schnittgrößen über Gleichgewichtsbedingungen berechnet werden können. Das heißt bei

¹⁴ vgl. DALLMANN, 2020, S. 34 f

sechs Freiheitsgraden und Schnittgrößen, sollten Auflager, die zusammenwirken, in Summe möglichst sechs Lagerreaktionen aufweisen.¹⁵

Bei einem Gestell mit vier Fußpunkten lässt sich idealisiert, für das Verständnis des Modells annehmen, dass je zwei Auflager zusammenwirken. In Abbildung 3 ist dargestellt, wie die Lagerreaktionen in dieser Arbeit für Systeme mit vier Fußpunkten definiert sind.

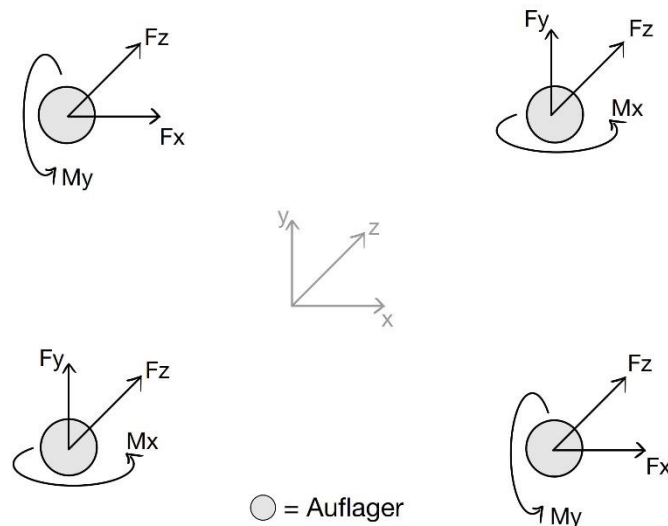


Abbildung 3 Skizze: Modellierung der Lagerreaktionen für Systeme mit 4 Fußpunkten
Eigene Darstellung

In dieser Konfiguration kann jedes Auflager mit dem Auflager daneben zusammenwirken und es wirken sechs Lagerreaktionen, die sich gegenseitig gegen Verschieben halten. Somit kann angenommen werden, dass das System statisch bestimmt modelliert ist.

Wie in Kapitel 2.4 beschrieben, besteht das Auflager in der Realität aus einer Fußplatte, die an der Fußstütze angeschweißt ist und auf den Beton gedübelt wird. Die Elastomerplatte zwischen der Fußplatte und dem Beton, wirkt neben der schallschutztechnischen Entkopplung auch nachgebend und lässt somit kleine Verformungen zu, womit das Auflager nicht als starr eingespannt betrachtet werden kann.

Das Bauwerk ist in Realität sehr wahrscheinlich nicht so statisch bestimmt, wie im Modell. Die Annahme des Modells ist jedoch hinreichend genau.

¹⁵ vgl. DALLMANN, 2020, S. 41

3 Rahmenbedingungen

3.1 Musterprojekt

Bei dem Musterprojekt handelt es sich um einen realen Maststandort in 09112 Chemnitz (Kaßberg). Hier wird auf einem Wohngebäude ein ca. 10 m hoher Mobilfunkmast errichtet mit insgesamt sechs Sektorantennen und sechs RRUs. Richtfunkantennen sind keine verbaut. Die Höhe des Standortes beträgt 337 m ü. NN mit einer Dachhöhe von ca. 33 m. Der Mobilfunkmast steht somit auf einer Höhe von 370 m ü. NN, womit die Mastspitze bei 380 m ü. NN liegt. Das rechteckige, 3,90 m breite Grundgestell spannt mit einer Länge von 5,60 m (Achismaß) über die Auflager einer 6 m langen Deckenplatte. In den 10 m Gesamthöhe ist die Blitzschutzeinrichtung mit inbegriffen, womit das statische System kleiner als 10 m ist. Der Mast auf dem Grundgestell ist ohne Blitzschutzeinrichtung 8,20 m hoch und das Grundgestell an sich ist 50 cm aufgeständert.

3.2 Software

Zur Erstellung der Statischen Berechnung werden hauptsächlich zwei Softwareprogramme genutzt: Microsoft (kurz: MS) Excel und Frilo by Allplan.

Für die Lastannahmen wird ein MS Excel-Tool verwendet, in welchem die Windlastberechnung samt Schwingungsbetrachtung nach DIN 1991-1-4 stattfindet. In diesem Excel-Tool werden der Mastaufbau und seine geografische Lage eingegeben. Alle Antennen und technische Anbauten sind mit Maßen und Gewicht hinterlegt, um eine vollständige Windlastberechnung zu ermöglichen und um die resultierende Windkraft auf alle Profile sowie Anbauten auszugeben. Dazu zählen auch die resultierenden Kräfte aus Wind und Eisbesatz. Sollte sich der Standort erdbebengefährdet sein, wird der Nachweis für Erdbebensicherheit ebenfalls mit diesem Tool geführt.

Die Stabwerksberechnung erfolgt im Stabwerksprogramm RS der Frilo Software. Hier wird das statische System modelliert und mit den Lasten aus dem Lastannahmen-Exceltool belegt. Die Ermittlung der Eigenfrequenz erfolgt über das Stabwerksprogramm Frilo RSX. Die Stabilitätsnachweise der Streben werden mit dem Frilo Programm STS+ für Stahlstützen geführt.

Für Verankerungsnachweise der Fußplatten wird Herstellersoftware von Würth, Fischer oder Hilti verwendet. Dabei wird neben der Verankerung in Beton oder Mauerwerk auch die Fußplatte mit FEM (kurz für: Finite Elemente Methode) nachgewiesen. Für diese Arbeit wird das Dübelbemessungsprogramm der Software „Würth Technical Software II“¹⁶ genutzt.

¹⁶ online: Adolf Würth GmbH & Co. KG (16.07.2025)

3.3 Parameterdefinition

Um einen Rahmen für den Vergleich zu schaffen, werden bestimmte Parameter mit einem Grenzwert festgelegt. Die Grenzwerte nach Tabelle 1 müssen alle zugleich eingehalten werden.

Nr.	Parametername	Grenzwert	Art
1	Auslastung der Profile η	$\eta \leq 80 \%$	Statik
2	Auslenkung der Antennen α	$\alpha \leq 1^\circ$	
3	Auslastung der Dübelfüße η	$\eta \leq 95 \%$	
4	Grundeigenfrequenz n_1	$n_1 \geq 2 \text{ Hz}$	Konstruktion
6	Wandungsdicke Rohrprofil t	$t \geq 5 \text{ mm}$	
5	Profillänge l	$l \leq 3 \text{ m}$	Montage

Tabelle 1 Parameterdefinition
Eigene Darstellung

Für ausreichend Sicherheit in Zukunft und Lastreserven für zusätzliche oder geänderte Anbauten, wird empfohlen den Mast bei Neubau nicht 100 % auszulasten, weshalb die Grenze in dieser Arbeit bei einer maximalen Profilauslastung von 80 % liegt. Da Antennen genau ausgerichtet werden, dürfen sie sich nur begrenzt bewegen. Die Gebrauchstauglichkeit ist gewährleistet, wenn die Auslenkung der Antenne kleiner als 1° ist. Die Begrenzung der Auslenkung ist eine Vorgabe der Auftraggeber. Die höhere Auslastung der Dübel lässt sich damit rechtfertigen, dass bei größeren Lasten durch einen Umbau mit Auflasten gearbeitet werden kann, welche die Dübel entlasten. Um die Montage und den Transport geografisch unabhängig sicherzustellen, sollen die einzelnen Profile maximal 3 m lang sein. Das begrenzt somit auch die Schusslänge auf 3 m, womit aller 3 m ein Flasch benötigt wird. Andere Profile, die länger als 3 m sind, werden in einzelnen Abschnitten geliefert und müssen ebenfalls durch eine geeignete Verbindung kraftschlüssig verbunden werden. Um eine minimale Schweißnahtdicke von 3 mm einzuhalten, ist die Wandungsdicke der einzelnen Profile begrenzt auf $t \geq 5 \text{ mm}$. Um die Schwingungsanfälligkeit für böenerregte Schwingungen zu reduzieren, wird für Gesamttragwerke eine niedrigste Eigenfrequenz von deutlich über 1 Hz empfohlen¹⁷, weshalb für diese Arbeit die untere Grenze für die Grundeigenfrequenz auf 2 Hz gesetzt wurde.

¹⁷ vgl. KUHLMANN, 2017, S. 526

3.4 Lastannahmen

Die Lastannahmen werden für jedes System neu berechnet. Am Beispiel des Ausgangssystems werden sämtliche Nebenrechnungen aufgezeigt, die in der normalen Ausgabe des Lastannahmen-Exceltools, was in 3.2 beschrieben wird, nicht mit ausgegeben wird. In den Lastannahmen, die in der Praxis in dieser Form in die Statik einfließt, wird lediglich auf den Formelbezug aus der Norm verwiesen.

Das Kapitel 3.4 bezieht sich auf Anlage 1 als ausführliche Lastannahmenberechnung für das Ausgangssystem. Bei den Vergleichsvarianten wird auf die ausführliche Ausgabe verzichtet, da sich die Berechnung wiederholt. Unter A1.1 sind alle technischen Anbauten mit Gewicht und Abmessungen, die Eislasten und die Windlasten mit und ohne Eisbesatz inklusive wichtiger Beiwerte zusammengefasst.

In A1.2 werden Böengeschwindigkeitsdruck q_p , Grundkraftbeiwert $c_{f,0}$ und Strukturbeiwert c_{sCd} ermittelt. Für den Mastschwerpunkt wird die Anbaulast mit den Höhen der einzelnen Anbauteile in A1.2.2 ermittelt, um anschließend den Böengeschwindigkeitsdruck q_p inklusive der weiteren Werte nach DIN EN 1991-1-4 NA Tabelle NA.B.2 zu berechnen.¹⁸ Der Böengeschwindigkeitsdruck ist der grundsätzlich anzunehmende Winddruck, welcher mit den Faktoren $c_{f,0}$ und c_{sCd} verrechnet wird um die Windlast zu bilden.

Der Grundkraftbeiwert $c_{f,0}$ ist ein Formbeiwert, der den angeströmten Profilquerschnitt berücksichtigt. Der Grundkraftbeiwert kann durch die Schlankheit des Bauteils abgemindert werden¹⁹. Auf eine Berücksichtigung dieser Abminderung für reine Stahlbauprofile wird in der vorliegenden Arbeit verzichtet, da bei Neubauprojekten grundsätzlich größere Reserven vorzusehen sind. Für den Systemvergleich werden die $c_{f,0}$ -Werte für reine Stahlbauprofile, die kleiner als 1,0 sind, konservativ auf 1,0 gesetzt, um eine Abminderung der Belastung zu verhindern. Die Formbeiwerte für andere angeströmte Bauteile, wie zum Beispiel Rohre mit Kabel mit einem Formbeiwert von 0,75 bleiben bestehen.

Der Strukturbeiwert c_{sCd} beschreibt die Veränderung der aerodynamischen Böenwirkung, die bei großen Lasteinzugsflächen oder infolge von Böenresonanz gegenüber der Wirkung des reinen Böengeschwindigkeitsdruckes auftritt und berechnet sich nach Formel 1.

Der Strukturbeiwert ist ein Faktor für die angreifende Windlast. Allgemein gilt, je größer c_{sCd} , desto mehr wird die Last erhöht.

¹⁸ vgl. DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1991-1-4/NA – Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten, S. 20

¹⁹ vgl. DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1991-1-4 – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten, S. 72 ff

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 * k_p * I_v(z_s) * \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 6 * I_v(z_s)}$$

Formel 1 Strukturbeiwert $c_s c_d$

DIN EN 1991-1-4/NA Formel NA.C.1

Legende

z_s	Bezugshöhe
I_v	Turbulenzintensität
k_p	Spitzenbeiwert
B^2	Böengrundanteil
R^2	Resonanzantwortanteil

Die Bezugshöhe z_s , an der die maßgebliche Windbelastung angesetzt wird, beträgt bei vertikal ausgerichteten Bauwerken 60 % der Gesamthöhe h des Bauwerks.²⁰

Der sogenannte Spitzenbeiwert k_p beschreibt das Verhältnis zwischen dem maximal auftretenden Wert des schwankenden Anteils der Bauwerksreaktion und dessen Standardabweichung. Zur Berechnung von k_p werden sowohl der Böengrundanteil B^2 als auch der Resonanzantwortanteil R^2 benötigt. Der Böengrundanteil B^2 berücksichtigt die Reduktion des effektiven Winddrucks durch turbulente Windanteile, während der Resonanzantwortanteil R^2 die dynamische Verstärkung der Bauwerksbewegung infolge einer resonanzartigen Anregung durch Windturbulenzen beschreibt. Für die Berechnung des Spitzenbeiwertes k_p und den Resonanzantwortanteil R^2 ist unter anderem die Bestimmung der Grundeigenfrequenz des Bauwerkes nötig.²¹

Die Grundeigenfrequenz, auch erste Eigenfrequenz genannt, wird für diese Arbeit mithilfe der dynamischen Eigenfrequenzanalyse mit dem RSX-Programm von Frilo ermittelt. Im Anlage A1.2.3 wird zusätzlich ein Vergleich geführt, bei welchem die Eigenfrequenz nach Formeln aus dem Eurocode berechnet wird. In der DIN EN 1991-1-4 gibt es zwei Formeln zur Eigenfrequenzanalyse, die für einen Funkmast in Frage kommen. Zum einen gibt es die Formel für auskragende Systeme mit Massepunkt am Ende (Formel F.1 nach Norm) und eine Formel für Schornsteine mit Beiwert für Stahlschornsteine (Formel F.3 nach Norm). Eine Anwendung lässt sich für beide Formeln argumentieren. Die Formel mit dem Massepunkt am Kragarmende bildet das reale System gut ab, da es sich um eine Kragstütze handelt, bei der die maßgebliche Last im oberen Kragbereich wirkt – wenn auch nicht exakt am oberen Punkt konzentriert. Aufgrund des verwendeten Stahlrundrohrprofils weist der Mast eine hohe Ähnlichkeit mit einem Stahlschornstein auf. Die Formel für Stahlschornsteine berücksichtigt darüber hinaus das Verhältnis des Eigengewichts der tragenden Bauteile zum Gesamtgewicht der

²⁰ vgl. DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1991-1-4 – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten, S. 31

²¹ vgl. DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1991-1-4 – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten, S. 105 ff

Konstruktion, was der tatsächlichen Belastungssituation des Mastes zusätzlich Rechnung trägt.²²

Zusätzlich gibt es eine Formel für eingespannte Kragträger im nationalen Anhang der EC-Norm für Türme, Maste und Schornsteine DIN EN 1993-3-1, welche jedoch nur den Teil über der Einspannstelle berücksichtigt.²³

Beim Vergleich der Formeln mit der Eigenwertanalyse stellt sich heraus, dass die Formel für Stahlschornsteine mit 3,24 Hz am nächsten an dem Wert der Eigenfrequenzanalyse mit 3,18 Hz liegt. Die Formel F.1 ergibt dabei die niedrigste Frequenz mit 2,49 Hz. Je niedriger die Frequenz, desto höher ist $c_s c_d$, desto sicherer ist das Bauwerk bemessen. Die Formel aus der Stahlbaunorm für Maste ergibt 4,61 Hz, berücksichtigt jedoch nicht das ganze System und liegt auch nicht auf der sicheren Seite. Die Formeln nach EC sind annehmbare Modelle, die das System jedoch nicht komplett darstellen. Die Eigenwertanalyse von Frilo betrachtet nicht den Mast einzeln, sondern das Gesamtsystem mit Untergestell, welches auch Einfluss auf die Frequenz hat, wenn es nicht steif genug ist.

Für den Resonanzantwortanteil R^2 ist ebenfalls die Dämpfung des Systems relevant. Ausgedrückt wird diese durch das logarithmische Dämpfungsdekrement δ , welches aus der Summe der 3 Teilwerten δ_s , δ_a und δ_d gebildet wird. Der aerodynamische Anteil δ_a wird mit einer Formel berechnet, in welche der Grundkraftbeiwert $c_{f,0}$ mit einfließt. Dieser wird für die Berechnung bei Rohrprofilen pauschal mit 0,9 konservativ abgeschätzt. Die Strukturdämpfung δ_s ist für verschiedene Bauwerkstypen im Anhang F der DIN EN 1991-1-4 angegeben. Da Stahlrohrmasten nicht mit aufgelistet sind, wird auf der sicheren Seite liegend der Wert für „geschweißte Stahlschornsteine ohne außenliegende Wärmedämmung“²⁴ genutzt. Da sonst keine besonderen Maßnahmen zur Dämpfung des Systems getroffen werden, für welche δ_d stehen würde, ist $\delta_d = 0,00$. Die Dämpfung der Antennenkabel wird, zur sicheren Seite hin, vernachlässigt. Je größer die Dämpfung ist, desto mehr können Schwingungsamplituden reduziert werden. Es gilt, je größer das logarithmische Dämpfungsdekrement ist, desto kleiner ist der Resonanzantwortanteil R^2 . Und je kleiner R^2 , desto kleiner ist der Strukturbeiwert $c_s c_d$.

Unter A1.3 Lastzusammenstellung stehen die Stab- und Knotenlasten als errechnete Werte aus der Fläche oder Querschnittsbreite mit dem Böengeschwindigkeitsdruck

²² vgl. DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1991-1-4 – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten, S. 139 f

²³ vgl. DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1993-3-1/NA – Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 3-1: Türme, Maste und Schornsteine – Türme und Maste, S. 34

²⁴ DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1991-1-4 – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten, S. 148

und den Beiwerten. Diese Werte sind bereits nach Lastfällen sortiert und werden unverändert als Lasten für die einzelnen Stäbe und Knoten in das Stabwerksprogramm übernommen. Hierbei handelt es sich um charakteristische Lasten. Die Windlasten werden nach Formel 2 berechnet, wobei Knotenlasten mit der Fläche A und Linienlasten mit der Profilhöhe h berechnet werden.

$$H_{x,y} = A * q_p * c_{f,0} * c_s c_d \text{ bzw. } H_{x,y} = h * q_p * c_{f,0} * c_s c_d$$

Formel 2 Formel für die Windlast

Legende

A	Fläche des Anbauteils für Knotenlasten
h	Profilhöhe für Linienlasten
q_p	Böengeschwindigkeitsdruck
$c_{f,0}$	Grundkraftbeiwert
$c_s c_d$	Strukturbeiwert

Die Windlasten der Sektorantennen werden im Windkanal gemessen und vom Hersteller im Datenblatt mit angegeben. Um diesen Wert zu nutzen, wird der gemessene Wert mit dem Verhältnis der Windgeschwindigkeit am Standort zur Windgeschwindigkeit des Windkanaltests und dem Strukturbeiwert $c_s c_d$ verrechnet.

3.5 Lastfälle

Im folgender Tabelle 2 sind alle Lastfälle (kurz: LF) aufgelistet, die für den Systemvergleich maßgebend werden.

LF Nr.	Name	Abkürzung
LF1	Eigengewicht	g
LF2	Eislast	e
LF3	Wind in x - Richtung	w _x
LF4	Wind in y - Richtung	w _y
LF5	Wind-/Eislast in x - Richtung	we _x
LF6	Wind-/Eislast in y - Richtung	we _y

Tabelle 2 Lastfälle

Eigene Darstellung

Für den Fall, dass eine Leiter verbaut wird gibt es in der Praxis zusätzlich den Lastfall LF7 Absturz als Sonderlastfall, um die Last einer fallenden und ruckartig gebremsten Person zu berücksichtigen.

3.6 Überlagerungen

Für die Überlagerung werden die Lastfälle mit den Sicherheits- und Kombinationsbeiwerten des semiprobabilistischen Sicherheitskonzept nach DIN EN 1990/NA im Grenzzustand der Tragfähigkeit (kurz: GZT) verwendet.²⁵ Die Überlagerungen sind in folgender Tabelle 3 dargestellt.

Nr.	Überlagerung	Kommentar
Ü1	$1,35 \cdot g + 1,50 \cdot w_x$	
Ü2	$1,35 \cdot g + 1,50 \cdot w_y$	
Ü3	$1,35 \cdot g + 1,50 \cdot e + 0,90 \cdot w_{ex}$	
Ü4	$1,35 \cdot g + 1,50 \cdot e + 0,90 \cdot w_{ey}$	
Ü5	$1,00 \cdot g + 1,00 \cdot (+/-) w_y$	Für maßgebende Verformung
Ü6	$1,35 \cdot g + 1,06 \cdot w_x + 1,06 \cdot w_y$	Schräge Anströmung
Ü7	$1,35 \cdot g - 1,50 \cdot w_x$	für Vergleichsvariante 3
Ü8	$1,35 \cdot g - 1,50 \cdot w_y$	für Vergleichsvariante 3

Tabelle 3 Überlagerungen
Eigene Darstellung

In der Überlagerung Ü5 wird die maßgebende Verformung für den Nachweis des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit (kurz: GZG) betrachtet. Aus diesem Lastfall wird die Auslenkung der Antenne berechnet, die für den Vergleich auf $\alpha \leq 1^\circ$ begrenzt ist.

In der Überlagerung Ü6 wird zur Ermittlung der maximalen Schnittgrößen und Auflagerkräfte zusätzlich die schräge Windanströmung berücksichtigt. Der Sicherheitsbeiwert von 1,06 wird durch die gleiche Anströmung aus zwei Richtung mit insgesamt 1,50 begründet. Begründung nach Formel 3:

$$\sin(45^\circ) \cdot 1,50 = \cos(45^\circ) \cdot 1,50 = 0,707 \cdot 1,50 = 1,06$$

$$\sqrt{1,06^2 + 1,06^2} = 1,50 \text{ (Probe)}$$

Formel 3 Faktor für schräge Windanströmung

Da es sich bei den ersten beiden Vergleichsvarianten um symmetrische Systeme handelt, wird auf die Überlagerungen $1,35 \cdot g - 1,50 \cdot w_x$ (Wind aus negativer x-Richtung) und $1,35 \cdot g - 1,50 \cdot w_y$ (Wind aus negativer y-Richtung) verzichtet. Für die dritte Vergleichsversion mit Dreifuß als Grundgestell, werden die Überlagerungen zur Sicherheit mit angesetzt.

²⁵ vgl. DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1990/NA – Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung, S. 8 ff

3.7 Anmerkung zur Berechnung

Nach der Übertragung der Lasten aus den Lastannahmen in das Stabwerksprogramm von Frilo erfolgt die programminterne Stabwerksberechnung nach Theorie II. Ordnung. Aus der Programmausgabe werden folgende Werte genutzt und weiterverwendet oder für den Vergleich protokolliert:

- 1) Maximale Spannungsauslastung der einzelnen Profile
- 2) Maximale Druckkraft in den Streben für den Stabilitätsnachweis mit Frilo STS+ (Ergebnis Ausdruck in den Anlagen sichtbar)
- 3) Maximale Auflagerkräfte
 - a. Die maßgebende Kombination aus Zugkraft und Moment für die Dübelbemessung (Software: Würth Technical Software II)
 - b. Die maximale Zugkraft für den Nachweis gegen Abheben
 - c. Die größte Druckkraft für die Betonpressung
- 4) Die Verformung des Mastes für die Antennenauslenkung aus Überlagerung Ü5
- 5) Das Moment am maßgebenden Kerbfalldetail für den Betriebsfestigkeitsnachweis aus Überlagerung Ü5

Der Nachweis gegen Abheben der Deckenplatten wird mit einem Lastabgleich geführt. Die Berechnung erfolgt händisch in den Anlagen und gleicht die maximale Zugkraft mit dem entgegenwirkenden Gewicht der Rohdecke mit Estrichbelag ab. Nach Begehung vor Ort wurden die Abmaße der Deckenplatten mit einer Breite von 1,20 m, einer Länge von 6,00 m und einer Dicke von 14 cm festgestellt. Zusätzlich ist auf den Deckenplatten eine 5 cm starken Estrichschicht. Es wird angenommen, dass der Zugkraft einer Fußstütze das Eigengewicht einer halben Platte entgegenwirkt, da auf einer Platte je zwei Füße an den Auflagern montiert sind.

Die Betonpressung wird ebenfalls händisch nachgewiesen. Hierbei wird die Druckfläche der Fußplatte der Fußstütze mit der maximalen Druckkraft versehen und gegen die entgegenwirkende Fläche aus Beton gesetzt. Es wird die, nach 2.4 begründete, Annahme getroffen, dass ein B25 vorliegt, was nach Eurocode einem C20/25 entspricht. Außerdem wird angenommen, dass die Fußplatte die Last gleichmäßig verteilt.

Die Auswertung der Verformung für die Antennenauslenkung findet in einem MS Excel-Tool statt.

Der Betriebsfestigkeitsnachweis wird anhand des Beispiels des angepassten Ausgangssystems unter 4.4 erläutert und erklärt und in Anlage A3 auch händisch berechnet.

Die Anlage beinhaltet keine vollständigen Rechnerausdrucke. Es sind lediglich die maßgebenden Werte, die zur Auswertung oder Weiterrechnung notwendig sind aus den Rechnerausdrucken zusammengefasst.

4 Ausgangssystem und Vergleichsvariante 1

4.1 Systemvorstellung Ausgangssystem

Das Ausgangssystem besteht aus einem Gestell aus I-Profilen, welche die Füße untereinander verbinden und zwei parallel verlaufenden I-Trägern auf denen der Mast auf einer Fußplatte gelenkig gelagert ist. Die I-Träger halten sich untereinander gegen Torsion, womit auch die Stabilität der Füße konstruktiv gewährleistet ist. Die Abstreben halten den Mast auf einer Höhe von 3 m gegen seitliches Knicken und sichern den Mast gegen Kippen. Die Abstreben werden als Fachwerkstäbe mit gelenkigen Anschlüssen betrachtet und auch ausgeführt. Für die Streben wird ein Knicknachweis geführt. Der untere Mastschuss geht vom Untergestell bis zur Abstrebung. Darüber folgt der mittlere Schuss mit einem Ringflansch und dem gleichen Profil mit einer Länge von 2,30 m bis zum nächsten Ringflansch, über welchem der obere Schuss kommt. In Abbildung 4 ist die Systemansicht aus dem Ausdruck der Frilo Software, welche die Stabwerkskonstruktion mit Profilen anzeigt. Das Grundgestell besitzt an den Profilachsen die Abmaße 5,60 m und 3,90 m.

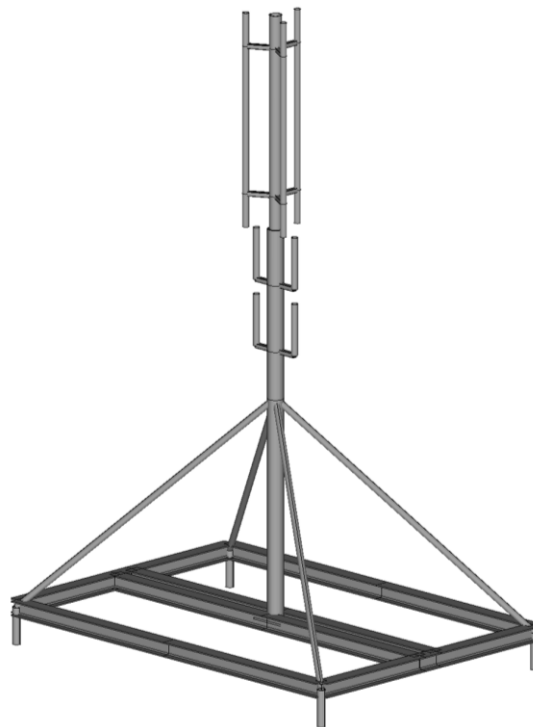


Abbildung 4 Systemansicht Ausgangssystem
Ausdruck aus Frilo Software

Die Fußstützen lagern auf der Rohbetondecke über den tragenden Wänden, auf welchen auch die Geschossdecke aufliegt. Dadurch wird verhindert, dass die oberste Stahlbetondecke zusätzlich durch Biegemomente beansprucht wird. An den Fußstützen sind Fußplatten angeschweißt, die mit Dübeln im Beton verankert werden.

Das Gewicht der Stahlkonstruktion dieses Ausgangssystems beträgt 2627 kg.

4.2 Iteration zu Vergleichsvariante 1

Das Ausgangssystem besteht aus sechs Querschnitten, die in Tabelle 4 iterativ angepasst werden um ein vergleichbares System zu bilden. Die resultierende Variante wird in drei Iterationsschritten (in der Tabelle abgekürzt mit „It.-Schr.“) gebildet, wobei Iterationsschritt 0 das Ausgangssystem darstellt. Dabei werden jeweils die Auslastungen der einzelnen Profile, die Dübelauslastung, die Antennenauslenkung und die Eigenfrequenz ermittelt. Wenn eine Parametergrenze überschritten wird, ist der Wert rot gekennzeichnet.

It.-Schr.	QS-Nr.	Profil	Profil-auslastung $\eta \leq 80 \%$	Dübel-auslastung $\eta \leq 95 \%$	Antennen-auslenkung $\alpha \leq 1^\circ$	Eigenfrequenz
0	1	RO 219.1x10	59 %	81 %	0,69°	3,18 Hz
	2	RO 168.3x8	43 %			
	3	RO 114.3x8	32 %			
	4	RO 88.9x5	60 %			
	5	QRO 60x5	35 %			
	6	HEB 200	12 %			
1	1	RO 219.1x8	68 %	79 %	0,91°	2,91 Hz
	2	RO 139.1x8	62 %			
	3	RO 114.3x5	53 %			
	4	RO 76.1x5	62 %			
	5	QRO 50x5	51 %			
	6	HEA 180	21 %			
2	1	RO 219.1x8	68 %	82 %	1,09°	2,84 Hz
	2	RO 139.1x5	92 %			
	3	RO 114.3x5	55 %			
	4	RO 76.1x5	61 %			
	5	QRO 40x5	71 %			
	6	HEA 160	27 %			
3	1	RO 219.1x8	68 %	82 %	0,96°	2,85 Hz
	2	RO 139.1x8	61 %			
	3	RO 114.3x5	55 %			
	4	RO 76.1x5	62 %			
	5	QRO 40x5	64 %			
	6	HEA 160	27 %			

Tabelle 4 Iterationsschritte zur Querschnittsanpassung des Ausgangssystems
Eigene Darstellung

In dem Stabwerksmodell sowie in der Tabelle 4 haben die unteren beiden Mastschüsse Querschnittsnummer (QS-Nr.) 1 und der obere Mastschuss Querschnittsnummer 2. Diese beiden Profile stellen somit den eigentlichen Mast dar. Die Fußstützen des Systems sind mit Querschnittsnummer 3 belegt. Der Querschnitt 4 ist für Streben sowie für Antennentragrohre. Aufgrund der Schlankheit der Streben und der hohen Druckbelastung, sind die Streben knickgefährdet. Für die Auslastung wird somit die

Stabilität nach Anlage A2 maßgebend. Das Auslegerprofil, welches das Antennentragrohr mit dem Mast verbindet ist das Quadratrohr mit Querschnittsnummer 5. Das I-Profil für die Unterkonstruktion hat die Querschnittsnummer 6.

Die Profilauslastungen geben die Auslastung je Querschnitt an, die aus allen vorgegebenen Überlagerungen am größten ist. In der Anlage A2 sind die zusammengefassten Programmausdrucke der einzelnen Iterationsschritte abgebildet.

Bei der näheren Betrachtung der Profilauslastungen in Tabelle 4 ist bei den Querschnitten 3 und 6 eine größere Differenz zur Grenze von 80 % zu erkennen. Diese Profile werden nicht weiter verkleinert, da sonst das Risiko für Stabilitätsprobleme steigen würde, aufgrund der hohen Spannweite. In der Praxis kommt dazu, dass an den Trägern des Rahmens häufig noch kleinere technische Anbauten installiert werden, womit eine Reserve sinnvoll ist.

Die Iteration für Rohrprofile erfolgt ausschließlich in Schritten der Standardprofile für Mobilfunkmasten. Die Profilauswahl für Rohrquerschnitte, die sich angepasst an das Musterprojekt daraus ergibt:

- RO 76.1
- RO 88.9
- RO 114.3
- RO 139.7
- RO 168.3
- RO 193.7
- RO 219.1

Die untere Grenze der Rohrquerschnitte ist konstruktiv bedingt. Die Antennentragrohre können somit nicht weiter abgemindert werden und bleiben niedrig ausgelastet, wie in Tabelle 4 dargestellt.

Für die Dübelauslastung werden die maximalen Auflagerkräfte aus Anlage A2 in das Dübelbemessungsprogramm der Firma Würth²⁶ übernommen. Auffällig bei der Auswertung der Bemessung ist, dass für die höchste Auslastung immer der Betonausbruch maßgebend wird, wie in 2.4 bereits erwähnt.

Des Weiteren ist festzustellen, dass die Schlankheit des Gesamtsystems eine geringfügige Auslastungsänderung der Dübel hervorruft, obwohl dem Moment aus Wind, weniger Stahleigengewicht in der Unterkonstruktion entgegenwirkt.

Verwendet werden M16 Verbundanker. Die Ankerstange ist der Schraubenfestigkeitsklasse (kurz: SFK) 8.8 nach DIN EN 1993-1-8 zuzuordnen.

²⁶ vgl. online: Adolf Würth GmbH & Co. KG (16.07.2025)

Wie in Abbildung 5 zu sehen, wird für die Bemessung eine Betondicke der Deckenplatten von 14 cm genutzt. Die Fußplatte ist 2,5 cm dick und wird mit vier Dübeln auf der Betondecke befestigt.

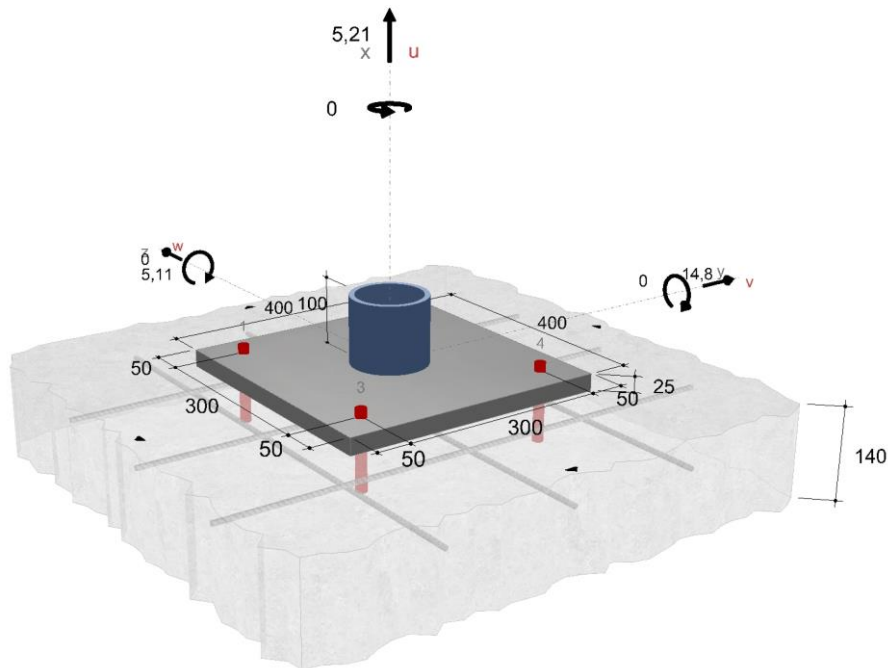


Abbildung 5 Darstellung aufgedübelte Fußplatte mit Fußstütze RO 114.3x5
Ausschnitt aus dem Ergebnisausdruck der Würth Dübelbemessung

In der Software wird neben den Dübeln auch die Fußplatte bemessen, die in dieser Arbeit jedoch nicht näher beschrieben wird. Jedoch ist zu erwähnen, dass die Steifigkeit der Platte Einfluss auf die Dübelkräfte hat, was eine komplette Bemessung des Anschlusses der Fußstütze voraussetzt. Die angetragenen Kräfte in Abbildung 5 entsprechen den maximal ankommenden Kräften der Vergleichsversion 1, analog zu Anlage A2.

Im Lastfall LF5 wird die Verformung des Systems berechnet. Die Verschiebungen der einzelnen Knoten werden aus Frilo ausgegeben. Für die Antennenauslenkung wird die Auslenkung des obersten Knotens (Knoten 70) genutzt. Dabei werden die Verschiebungen $\phi_{x,y,z}$ als Radianten überlagert zu ϕ_{gesamt} und in folgender Tabelle 5 in Grad umgerechnet. Analog zu Tabelle 4 ist in Tabelle 5 zu erkennen, dass die Antennenauslenkung mit reduzierten Querschnitten größer wird. In Iterationsschritt 2 wird die zulässige Auslenkung um $0,09^\circ$ überschritten, da das Profil des obersten Mastschusses reduziert wird und sich dadurch mehr verformt. In Iterationsschritt 3 wird für das obere Mastschussprofil der Querschnitt aus Iterationsschritt 1 gewählt, um die Grenze der Auslenkung einzuhalten. Die Auslenkung steigt im Vergleich zu Iterationsschritt 1 trotzdem leicht, da die Profile des Grundgestells reduziert werden.

Überprüfung der zulässigen Auslenkung der Antennen:						
Knoten-Nr.:	70	Iterationsschritt 0 (Ausgangssystem)				
ϕ x	ϕ y	ϕ z	ϕ gesamt	α		zul α
0,01205	0,00007	0,00013	0,01205	<u>0,69 °</u>	<	<u>1,00 °</u>
Knoten-Nr.:	70	Iterationsschritt 1				
ϕ x	ϕ y	ϕ z	ϕ gesamt	α		zul α
0,01583	0,00009	0,00016	0,01583	<u>0,91 °</u>	<	<u>1,00 °</u>
Knoten-Nr.:	70	Iterationsschritt 2				
ϕ x	ϕ y	ϕ z	ϕ gesamt	α		zul α
0,01895	0,00010	0,00016	0,01897	<u>1,09 °</u>	> !!	<u>1,00 °</u>
Knoten-Nr.:	70	Iterationsschritt 3				
ϕ x	ϕ y	ϕ z	ϕ gesamt	α		zul α
0,01668	0,00010	0,00016	0,01668	<u>0,96 °</u>	<	<u>1,00 °</u>

Tabelle 5 Überprüfung der zulässigen Auslenkung der Antennen
Ausdruck aus Excel-Tool zur Umrechnung der Antennenauslenkung

Die Eigenfrequenz wurde mit der Eigenwertanalyse von Frilo RSX ermittelt. Dabei ist in Tabelle 6 zu erkennen, dass das System mit weniger Querschnitt weicher wird und die Frequenz sinkt, womit es schwingungsanfälliger wird. Durch die niedrigere Frequenz steigt der Strukturbeiwert $c_s c_d$ jedoch nur geringfügig.

It.-Schr.	Eigenfrequenz n_1	Strukturbeiwert $c_s c_d$
0	3,18 Hz	1,327
1	2,91 Hz	1,338
2	2,84 Hz	1,341
3	2,85 Hz	1,341

Tabelle 6 Abhängigkeit Strukturbeiwert von Eigenfrequenz
Eigene Darstellung

Daraus lässt sich ableiten, dass eine Verschlinkung des Systems in diesem Rahmen eine Auswirkung auf die Steifigkeit hat, was an der Auslenkung in Tabelle 4 zu sehen ist. Die Eigenfrequenz sinkt durch die Querschnittsreduzierung um 0,33 Hz und hat auf den Strukturbeiwert nur eine geringfügige Auswirkung.

4.3 Auswertung Vergleichsvariante 1

Nach der Querschnittsanpassung ist aus der Ausgangskonstruktion ein vergleichbares System geworden: die Vergleichsvariante 1.

Nach Berechnung und Nachweis der Vergleichsvariante 1 werden im Folgenden die relevanten Eigenschaften, die aus den Berechnungen resultieren, in Tabelle 7 aufgelistet und anschließend ausgewertet. Die Zusammenfassungen der Programmausdrücke befinden sich in Anlage A2, unter der Überschrift „Iterationsschritt 3“.

Eigenschaft	Wert
<u>Systemkenngrößen</u>	
Stahlmenge	1 553 kg
Gesamtgewicht mit Anbauten	1 985 kg
Eisgewicht	1 143 kg
<u>Profilauslastung</u>	
RO 219.1x8	68 %
RO 139.1x8	61 %
RO 114.3x5	55 %
RO 76.1x5	62 %
QRO 40x5	64 %
HEA 160	27 %
<u>Auflager</u>	
Maximale Druckkraft	21,41 kN
Maximale Zugkraft	5,77 kN
Dübelauslastung	82 %
Nachweis Betonpressung	9 %
Nachweis Sicherheit gegen Abheben	35 %
<u>Gebrauchstauglichkeit</u>	
Antennenauslenkung	0,96°
<u>Dynamik</u>	
Eigenfrequenz	2,85 Hz

Tabelle 7 Auswertung der ersten Vergleichsvariante
Eigene Darstellung

Im Vergleich zum Ausgangssystem mit Stahlgewicht von 2627 kg, werden durch die Anpassung der Querschnitte 1074 kg Stahl, gespart. Bei der angepassten Variante wird 59 % der Menge an Stahl gebraucht, im Vergleich zur ursprünglichen Querschnittskonfiguration. Die Profile werden wirtschaftlich genutzt und haben dennoch Reserven vorzuweisen, um als Neubau auf zukünftige Anpassungen reagieren zu können. Mit den technischen Anbauten, jedoch unter Vernachlässigung der Verbindungsmittel, entsteht Gesamtgewicht von 1985 kg. Das Eisgewicht von 1143 kg übersteigt die Hälfte der Gesamtkonstruktion, womit im Falle einer kompletten Vereisung ein Gesamtgewicht von 3128 kg mit einem gewichtsmäßigem Eisanteil von 37 % entsteht.

Die Betonpressung wurde in Anlage A2 unter der Überschrift „Iterationsschritt 3“ nachgewiesen. Dazu wird, wie in 3.7 bereits beschrieben, ein B25 Beton angenommen, der dem heutigen C20/25 entspricht. Falls die angenommene Betonqualität nicht vorhanden sein sollte, dann ist aufgrund der Auslastung der Betonpressung von 9 % ausreichend Sicherheit vorhanden.

Die maximale Druckkraft beträgt 21,41 kN, was ungefähr 2141 kg entspricht. Somit liegt die Druckkraft auf einem Fuß über dem Gewicht der Gesamtkonstruktion (ohne Eis). Dieser Wert kommt aus der Überlagerung Wind mit Eis über die kurze Seite (Y-Richtung), bei welcher das Moment aus der Windbeanspruchung über einen kleineren Hebelarm abgetragen wird, woraus ein größeres Kräftepaar resultiert. Zu der Windbelastung kommt das Gewicht des Eises mit zusätzlich insgesamt 1143 kg.

Die Deckenplatten des Gebäudes sind 1,20 m breit und spannen über 6,00 m. Mit einer Dicke von 14 cm und einer Betonwichte von 25 kN/m³ und 5 cm Anhydritestrich mit einer Wichte von 22 kN/m³. Unter der Annahme, dass an einem Fuß eine halbe Platte hängt, stehen der maximalen abhebenden Last von 5,77 kN eine Eigenlast von 16,56 kN entgegen. Somit ist der Nachweis mit 35 % erbracht.

Obwohl das System 41 % weniger Stahl benötigt, liegt die Gebrauchstauglichkeit in Form der Auslenkung der Antennen unter der Grenze und ist von 0,69° um 37 Prozentpunkte auf 0,96° gestiegen.

Die Eigenfrequenz des Mobilfunkmastes wurde eingehalten und ist um 0,33 Hz gesunken, was einer Senkung von ca. 10 % entspricht. Sie liegt mit 2,85 Hz dennoch deutlich über 2,00 Hz.

Eine maximale Schusslänge von 3 m und eine minimale Wandungsdicke von 5 mm wurden ebenfalls eingehalten.

4.4 Betriebsfestigkeitsnachweis

Da der Mobilfunkmast infolge von Windlasten zyklischen Beanspruchungen ausgesetzt ist, spielt die Betriebsfestigkeit in Form der Ermüdungssicherheit des Tragwerks eine entscheidende Rolle. Im Rahmen der Variantenuntersuchung wird die Ermüdung nach DIN EN 1993-1-9 betrachtet, um die Betriebssicherheit der Konstruktion über die geplante Lebensdauer sicherzustellen. Dazu werden die Berechnungen in Anlage A3, die auf Vergleichsvariante 1 bezogen sind erläutert und erklärt.

Grundlegend beschreibt Ermüdung die Bildung und Ausbreitung von Rissen im Material aufgrund zyklischer Belastungen, die wiederholte Spannungsschwankungen verursachen.²⁷ Bei Mobilfunkmasten ist die Zyklische Belastung die Windbeanspruchung, die das Bauwerk zum Schwingen bringt.

Der Betriebsfestigkeitsnachweis ist ein gesonderter Nachweis, der weder dem GZT noch dem GZG zugeordnet wird. Das Konzept des Betriebsfestigkeitsnachweis ist jedoch ähnlich und basiert auf dem Abgleich der der Spannungsschwingbreite mit der Ermüdungsfestigkeit des maßgebenden Kerbfalldetails. Somit gibt es wie im GZT und GZG eine Einwirkung, die kleiner als der gegebene Widerstand sein muss.^{28 29}

Das maßgebende Kerbfalldetail ist die Stelle in der Konstruktion, die am empfindlichsten gegenüber der dynamischen Einwirkung ist. Dieses Detail kann ein Anschluss sein, wie eine Schweißnaht oder eine Schraubverbindung, oder ein Profil. Das empfindlichste Kerbfalldetail ist der Kerbfall mit der niedrigsten Ermüdungsfestigkeit nach 2×10^6 Lastwechseln (auch Spannungsschwingspiele genannt). Diese Ermüdungsfestigkeiten wurden durch Versuche ermittelt und in der Norm tabelliert.³⁰

Um den maßgebenden Kerbfall des Mobilfunkmastes zu bestimmen, muss die Konstruktion mit Anschlussdetails geplant sein. Für die Ermittlung des Details werden zwei Bilder benötigt: das Schwingungsbild und das Schnittkraftbild des maßgebenden Lastfalls. Die folgende Abbildung 6 enthält die beiden Bilder, welche aus den Ausdrucken der Frilo-Software sind. Der maßgebende Lastfall ist Wind in y-Richtung, welcher auch für die maximale Antennenauslenkung entscheidend ist. Die dargestellten Größen sind Werte aus charakteristischen Lasten und können auch für die noch folgende Ermittlung

²⁷ vgl. DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1993-1-9 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-9: Ermüdung, S. 7

²⁸ vgl. DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1993-1-9 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-9: Ermüdung

²⁹ vgl. DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1993-1-9/NA – Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-9: Ermüdung

³⁰ vgl. DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1993-1-9 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-9: Ermüdung, S. 23 ff

der Spannungsschwingbreite genutzt werden, da nach Norm die Spannungen auf Gebrauchsniveau zu bestimmen sind³¹.

Schwingungsbild (Eigenfrequenz)

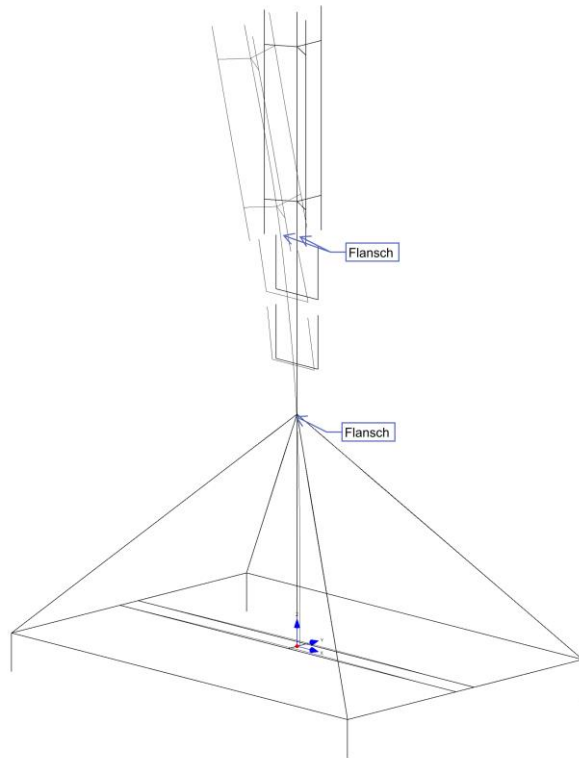
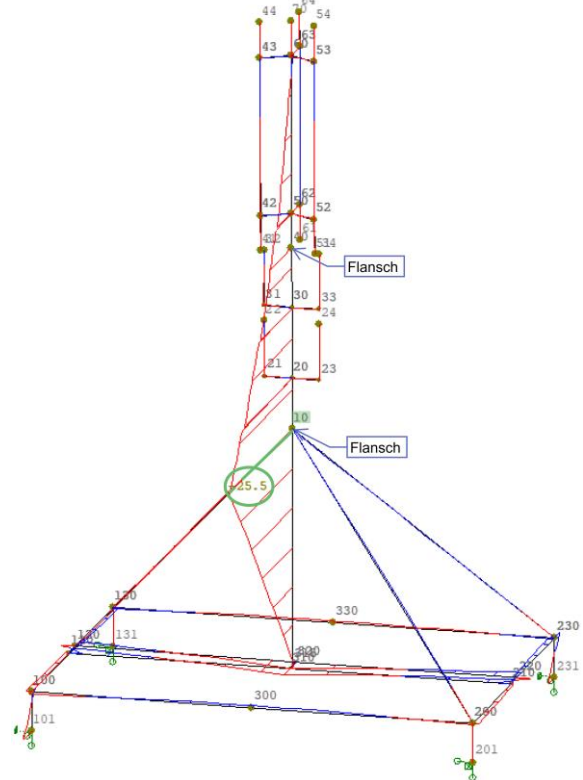
Maßgebender Momentenverlauf (M_x)

Abbildung 6 Ermittlung der Ermüdungsstelle
Ausdruck aus Frilo Software

Im Schwingungsbild (Abbildung 6 linke Seite) ist sichtbar, dass das System bis zu den Streben relativ starr ist und kaum Verschiebungen stattfinden. Die größte Bewegung findet in dem auskragenden Mastabschnitt statt, womit dieser Teil maßgebend für die Ermüdung wird.

Da die Ausleger, an denen die Antennen befestigt sind, mit Schellen am Hauptrohr festgemacht sind, und Schellen kein Kerbdetail darstellen, werden die Flansche maßgebend, die sich in diesem Bereich befinden. Da die Flansche im Stabwerk nicht modelliert werden, sondern vorerst nur vorbemessen werden und als Einzellast mit eingehen, sind die beiden Stellen, an denen die Flansche montiert werden, beschriftet.

Bei Betrachtung des Momentenverlaufs ist in Bezug auf die Flansche und Querschnitte zu erkennen, dass der untere Flansch mit dem größeren Moment belastet ist, was gleichzeitig das Momentenmaximum des gesamten Systems darstellt. Nach Prüfung der Spannung am oberen und unteren Flansch kam die größte Spannung am unteren

³¹ vgl. DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1993-1-9 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-9: Ermüdung, S. 13

Flansch heraus. Somit wird der untere Flansch maßgebend. Der zu betrachtende Kerbfall ist dementsprechend der Flansch, um genauer zu sein der Kerbfall „Ringflanschanschluss mit Kehlnähten“³².

Zuerst wird beim Betriebsfestigkeitsnachweis die Spannungsschwingbreite auf der Belastungsseite ermittelt. Diese Spannungsschwingbreite ist die Differenz zwischen der größten und der kleinsten Spannung an der maßgebenden Kerbfallstelle. Dabei werden die charakteristischen Nennspannungen des Profils ermittelt, an welchem sich das Kerbfalldetail befindet. Die größte Spannung kann aus dem maximalen Biegemoment M_x nach Momentenverlauf an der Stelle des Flansches berechnet werden. Am Beispiel der Vergleichsvariante 1 beträgt die maximale Spannung $\sigma_{max} = 94,4 \frac{N}{mm^2}$ bei einem Moment $M_x = 25,5 \text{ kNm}$.

Der maßgebende Lastfall hat als Einwirkung den Wind aus positiver y-Richtung. Da das System vereinfacht gesehen symmetrisch ist, sind die resultierenden Schnittgrößen die Gleichen, wenn der Wind aus negativer y-Richtung kommt. Damit lässt sich die kleinste Spannung aus dem umgekehrten Maximalmoment berechnen, womit die Minimal- und Maximalspannung vom Betrag her gleich sind. Diese Betrachtung liegt auf der sicheren Seite, da gerade der Wechsel von Druck- und Zugspannungen, die der Wind aus unterschiedlichen Richtungen erzeugt, für eine erhöhte Rissfortschreitung sorgen kann.

Somit würde sich die Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ aus der Summe der Beträge der Maximal- und Minimalspannung ergeben. Für Türme, Maste und Schornsteine gilt, dass die Spannungsschwingbreite mit dem 1,1-fachen Wert der Differenz zwischen größter Spannung und mittlerer Spannung angesetzt werden darf.³³

Mit Berechnung der Spannungsschwingbreite kann der Nachweis unterbrochen werden, wenn diese kleiner als 15 N/mm^2 ist, da die Konstruktion somit als vorwiegend ruhend beansprucht angesehen werden kann.³⁴ Da die Spannungsschwingbreite nach Anlage A3 mit $\Delta\sigma = 103,84 \frac{N}{mm^2}$ jedoch größer ausfällt, ist der Betriebsfestigkeitsnachweis weiterzuführen.

Für Mobilfunkmasten wird für eine vorgeschriebene Mindestnutzungsdauer von 50 Jahren eine schadensäquivalente Anzahl der Schwingspiele von $N = 10^5$ angenommen³⁵. Nach Abbildung 7 gehört zu einer Schwingspielzahl von 10^5 die Steigung $m = 3$

³² DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1993-1-9 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-9: Ermüdung, S. 30

³³ vgl. DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1993-3-1 – Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 3-1: Türme, Maste und Schornsteine – Türme und Maste, S. 27

³⁴ vgl. DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1993-3-1/NA – Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 3-1: Türme, Maste und Schornsteine – Türme und Maste, S. 10

³⁵ vgl. DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1993-3-1 – Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 3-1: Türme, Maste und Schornsteine – Türme und Maste, S. 27

auf der Wöhlerlinie. Die Wöhlerlinie, oder auch Ermüdungsfestigkeitskurve, stellt das Verhältnis zwischen Anzahl der Lastwechsel und der Spannungsschwingbreite je Kerbfall dar.

Um mit der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ die schadensäquivalente Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{E2}$ zu berechnen, welche den Bemessungswert darstellt, wird diese mit dem Schadensäquivalenzfaktor λ nach Formel 4 multipliziert. Der Schadensäquivalenzfaktor bei $N = 10^5$ beträgt $\lambda = 0,37$, woraus sich eine errechnete schadensäquivalente Spannungsschwingbreite von $\Delta\sigma_{E2} = 38,42 \frac{N}{mm^2}$ ergibt.

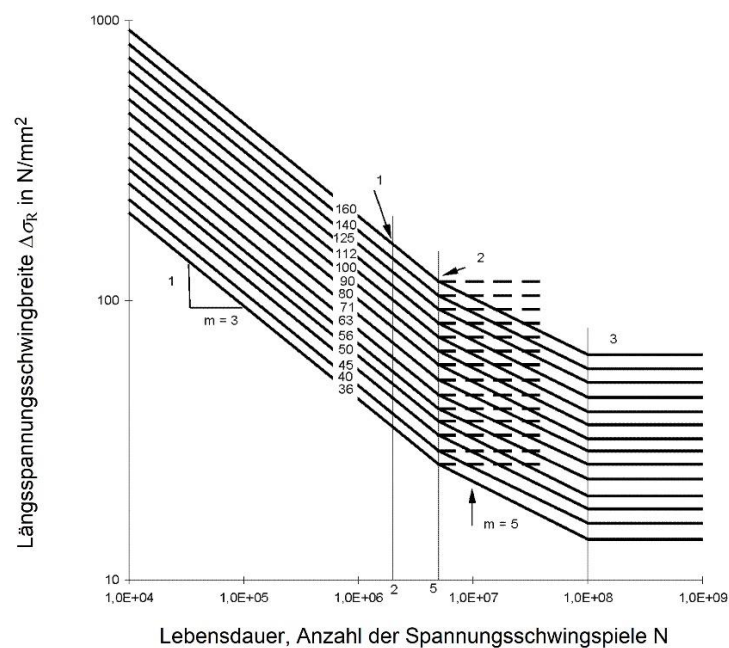
$$\lambda = \left(\frac{N}{2 \cdot 10^6} \right)^{\frac{1}{m}}$$

Formel 4 Schadensäquivalenzfaktor

DIN EN 1993-3-1 Formel 9.3

Legende

- N Anzahl der Schwingspiele
 m Steigung der Wöhlerlinie bei N



Legende

- 1 Kerbfall $\Delta\sigma_C$
 2 Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$
 3 Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_L$

Abbildung 7 Wöhlerlinie

DIN EN 1993-1-9 Bild 7.1

Nach Ermittlung der schadensäquivalenten Spannungsschwingbreite von $\Delta\sigma_{E2}$ wird die Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_C$ auf der Widerstandsseite ermittelt. Da es für Masten die

Annahme der Schwingspielanzahl von $N = 10^5$ gibt, kann nach Wöhler eine dementsprechende Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_R$ abgelesen oder errechnet werden³⁶. Die Wöhlerlinie hat im Bereich von $N \leq 5 * 10^6$ einen Anstieg von $m = 3$. Durch einsetzen der Größen mit dem Bezugswert $\Delta\sigma_C = 40 \frac{N}{mm^2}$ des Kerbfalls bei $N = 2 * 10^6$ Schwingspielen in die lineare Funktionsgleichung ergibt sich eine höhere Ermüdungsfestigkeit von $\Delta\sigma_R = 108,58 \frac{N}{mm^2}$.

Der Betriebsfestigkeitsnachweis wird nach Formel 5 geführt. Zusätzlich ist nachzuweisen, dass die Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ kleiner ist, als das 1,5-fache von f_y .

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E,2}}{\frac{\Delta\sigma_R}{\gamma_{Mf}}} \leq 1,0$$

Formel 5 Betriebsfestigkeitsnachweis

DIN EN 1993-1-9 Formel 8.2

Legende

$\Delta\sigma_{E2}$	Schadensäquivalente Spannungsschwingbreite
γ_{Ff}	Faktor für schadensäquivalente Spannungsschwingbreite
$\Delta\sigma_R$	Ermüdungsfestigkeit
γ_{Mf}	Faktor für Ermüdungsfestigkeit

Der γ_{Ff} -Faktor für die schadensäquivalenten Spannungsschwingbreiten beträgt nach Empfehlung der DIN EN 1993-3-1 $\gamma_{Ff} = 1,00$.³⁷

Der γ_{Mf} -Faktor für die Ermüdungsfestigkeit muss vom Tragwerksplaner eingeschätzt werden, anhand der Höhe der Schadensfolgen und der Schadenstoleranz. Aufgrund regelmäßiger Inspektionen der Konstruktion wird das System als schadenstolerant eingeschätzt. Die Schadensfolge wird als „hoch“ eingestuft, da bei Versagen Menschenleben gefährdet sind. Somit beträgt $\gamma_{Mf} = 1,15$.³⁸

Der Nachweis wird mit 41 % erbracht. (Anlage A3)

Da bei allen folgenden Vergleichsvarianten der gleiche Kerbfall maßgebend ist, wird in Anlage A3 die maximale Spannung berechnet, mit welcher der Nachweis mit 1,00 aufgeht um den Betriebsfestigkeitsnachweis der folgenden Varianten über ein Spannungs- oder Momentenvergleich zu führen. Ein Spannungs- oder Momentenvergleich ist aufgrund der Linearität des Nachweises in Bezug auf diese Werte möglich.

³⁶ vgl. DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1993-1-9 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-9: Ermüdung, S. 17

³⁷ vgl. DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1993-3-1 – Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 3-1: Türme, Maste und Schornsteine – Türme und Maste, S. 28

³⁸ vgl. DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1993-1-9 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-9: Ermüdung, S. 12

5 Vergleichsvariante 2: Diagonalträger

5.1 Systemvorstellung Vergleichsvariante 2

Die Variante mit Diagonalträgern in Abbildung 8 hat im Gegensatz zum Ausgangssystem eine diagonale Trägeranordnung der HEA-Träger, in deren Kreuzungspunkt der Mast gelenkig gelagert ist. Das System besteht aus denselben Querschnitten, wie die Vergleichsvariante 1. Die Maße von 3,90 m und 5,60 m für Breite und Länge bleiben weiterhin bestehen.

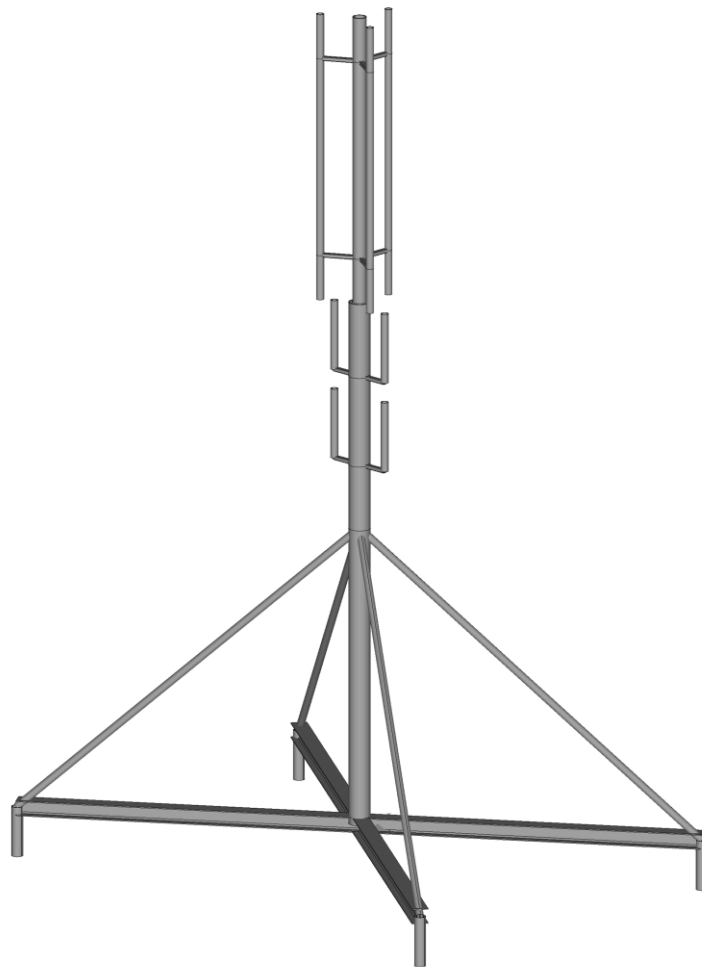


Abbildung 8 Systemansicht der Variante mit Diagonalträgern

Ausdruck aus Frilo Software

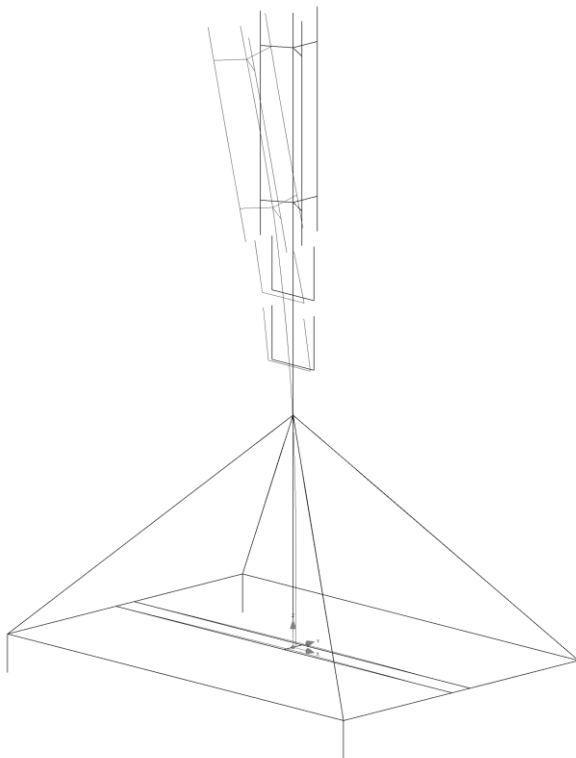
Die Idee hinter den Diagonalträgern ist es, durch die direkte Verbindung des Mastfußes mit den Fußstützen, Stahl einzusparen im Vergleich zu der Ausgangskonstruktion, bei der die Stahlträger über ein Rechteck den Fußpunkt des Mastes mit den Enden der Streben- und Fußstützen verbunden haben.

5.2 Anpassung Vergleichsvariante 2

Um zu prüfen, ob das System steif genug ist, wird zuerst die Eigenfrequenz ermittelt. Daraus wird die Auslenkung des Systems infolge der Schwingungen durch Eigengewicht ermittelt.

Die Eingabe des Systems in die Frilo Eigenwertanalyse ergibt eine Frequenz von 2,15 Hz, was im Vergleich zum Ausgangssystem weicher ist. In der Abbildung 9 (rechte Seite - Diagonalträgervariante) ist eine deutliche Auslenkung an den Füßen zu erkennen, die im Ausgangssystem (linke Seite) nicht erkennbar ist. Diese Auslenkung könnte hohe Lasten in die Dübel bringen, die von der Auslastung her maßgebend werden und Torsion in den offenen I-Profilen verursachen, die nicht torsionssteif sind. Durch die Torsion der I-Profile könnte das System instabil werden.

Ausgangssystem (2,85 Hz)



Diagonalträgervariante (2,15 Hz)

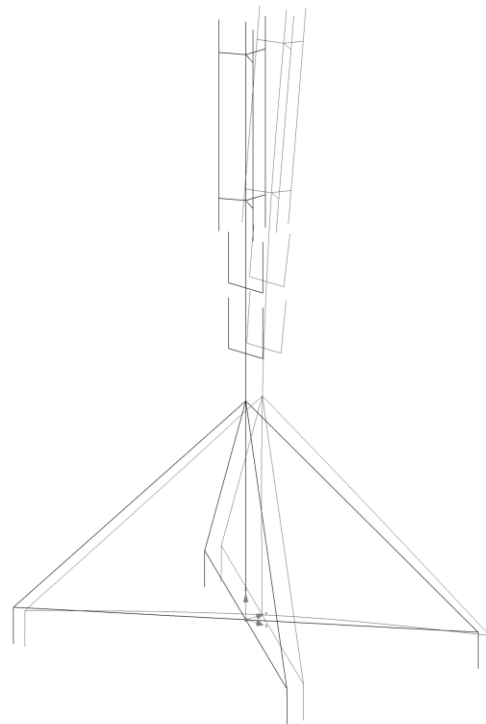


Abbildung 9 Vergleich der Auslenkung durch die Eigenfrequenz des angepassten Ausgangssystems mit der Variante mit Diagonalträgern
Ausdruck aus Frilo Software

Um die Torsion zu verhindern und die Füße zu stabilisieren, gibt es zwei Lösungsansätze. Eine Lösung wäre es, die Fußstützen analog zum Ausgangssystem untereinander zu verbinden. Die andere Lösung wäre es geschlossene, torsionssteife Profile zu nutzen, wie zum Beispiel Quadratrohre (kurz: QRO).

Nach der Probe des zweiten Lösungsweges, die Profile gegen torsionssteife Quadratrohre auszutauschen, stellt sich nach Eigenwertanalyse eine deutlich höhere Frequenz von 2,71 Hz ein, im Vergleich zu den I-Profilen. Dabei werden, in Anlehnung an die vorerst geplanten HEA 160, QRO 160x8 eingesetzt. Wie in Abbildung 10 (linke Seite) zu sehen, ist an den Fußstützen trotz der QRO-Profile eine Auslenkung zu erkennen, die jedoch kleiner ist als bei der Variante mit den I-Profilen.

Um das System zu stabilisieren werden auf halber Länge der Diagonalen Streben zur Stabilisierung eingebracht, die gelenkig an die Quadratrohre angeschlossen werden. (Abbildung 10, rechte Seite) Für die Streben wird derselbe Querschnitt genutzt, der auch für die Mastabstrebung verwendet wird. Mit den Streben stellt sich eine Eigenfrequenz von 2,97 Hz ein und an den Fußstützen ist keine starke Auslenkung mehr sichtbar. Abbildung 10 stellt den Vergleich zwischen der Variante mit Quadratrohren ohne Abstreben und mit Quadratrohren und Abstreben dar.

Variante mit QRO ohne Abstreben (2,71 Hz)

Variante mit QRO mit Abstreben (2,97 Hz)

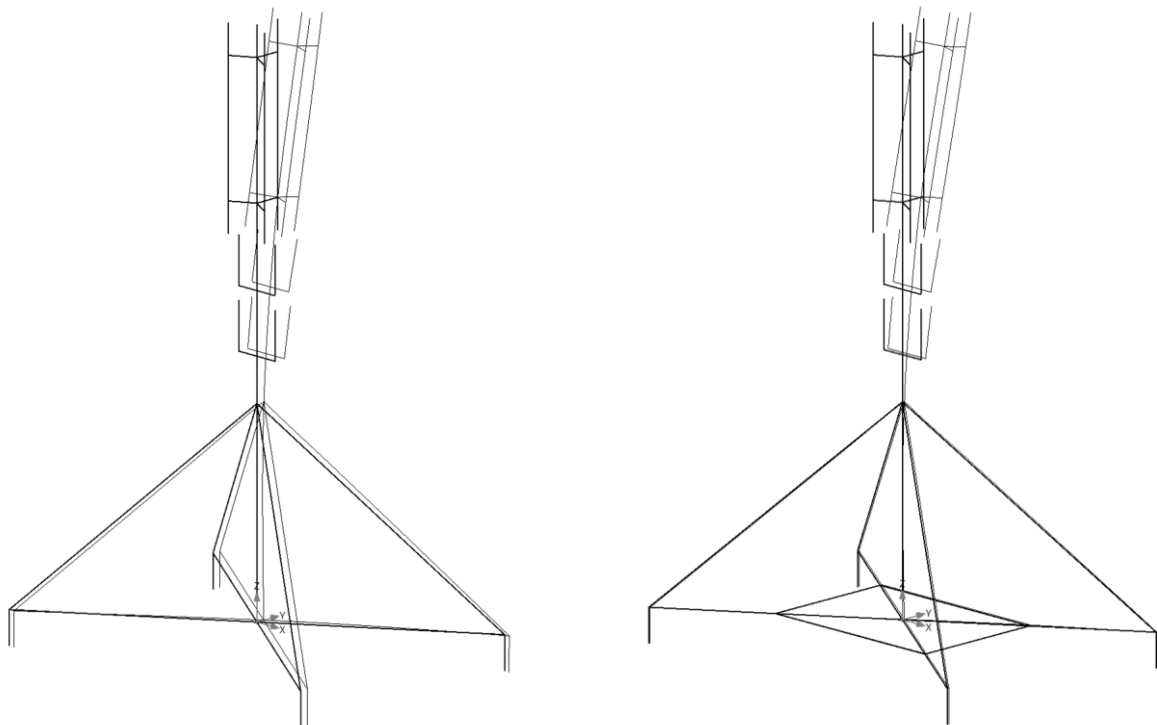


Abbildung 10 Vergleich der Auslenkung durch die Eigenfrequenz der diagonalen Quadratrohrvarianten mit und ohne Zwischenstreben

Ausdruck aus Frilo Software

Die Variante analog zum Ausgangssystem, in der die Füße mit einander verbunden werden, wird nicht weiter betrachtet, da keine Einsparung von Stahl zu erwarten ist.

5.3 Auswertung Vergleichsvariante 2

Die Variante mit diagonalen Quadratrohren und Abstreben wird nach der Eigenfrequenzanalyse als hinreichend steif eingeschätzt. Deshalb wird diese Variante zur weiteren Untersuchung als Vergleichsvariante 2 genutzt.

In Abbildung 11 ist die Vergleichsvariante 2 als Stabwerksausdruck mit Profilen zu sehen. Für diese Version sind die Lastannahmen in Anlage A4 abgebildet. In Tabelle 8 sind alle verwendeten Querschnitte abgebildet.

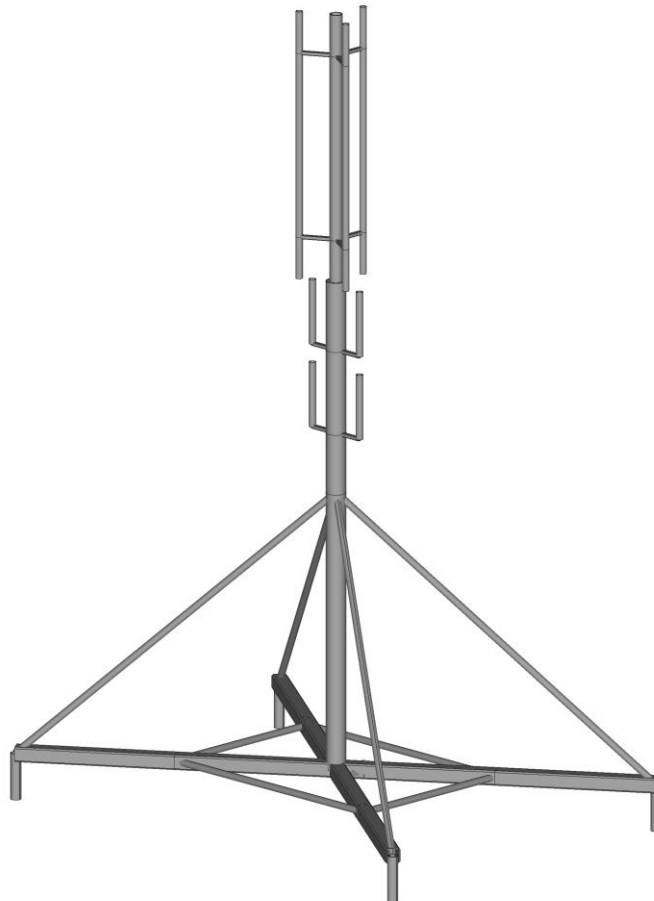


Abbildung 11 Systemansicht der Vergleichsvariante 2

Ausdruck aus Frilo Software

QS-Nr.	Querschnitt	Funktion
1	RO 219.1x8	Untere 2 Mastschüsse
2	RO 139.1x8	Oberer Mastschuss
3	RO 114.3x5	Fußstützen
4	RO 76.1x5	Antennentragrohr und Streben (Stabilität!)
5	QRO 40x5	Ausleger QRO
6	QRO 160x8	X-Konstruktion der Unterkonstruktion

Tabelle 8 Querschnitte der Vergleichsvariante 2

Eigene Darstellung

Mit der Frequenz von 2,97 Hz wird ein Strukturbeiwert c_{sCd} von 1,335 errechnet, wie der Anlage A4 zu entnehmen ist. Der errechnete Grundkraftbeiwert für die Mastrohrquerschnitte beträgt $c_{f,0} = 0,794 \leq 1,00$. Somit wird für die Weiterrechnung $c_{f,0}$ auf 1,0 aufgerundet.

Nach Eingabe und Berechnung des Systems mit Lasten und Führung der Nachweise wurden die Berechnungen und Programmausdrucke ausgewertet und in folgender Tabelle 9 dargestellt.

Eigenschaft	Wert
<u>Systemkenngrößen</u>	
Stahlmenge	1 190 kg
Gesamtgewicht mit Anbauten	1 623 kg
Eisgewicht	783 kg
<u>Profilauslastung</u>	
RO 219.1x8	68 %
RO 139.1x8	61 %
RO 114.3x5	49 %
RO 76.1x5	64 %
QRO 40x5	64 %
QRO 160x8	38 %
<u>Auflager</u>	
Maximale Druckkraft	17,47 kN
Maximale Zugkraft	6,16 kN
Dübelauslastung	72 %
Nachweis Betonpressung	7 %
Nachweis Sicherheit gegen Abheben	37 %
<u>Gebrauchstauglichkeit</u>	
Antennenauslenkung	0,88°
<u>Dynamik</u>	
Eigenfrequenz	2,97 Hz
Nachweis Betriebsfestigkeit	41 %

Tabelle 9 Auswertung der Vergleichsvariante 2
Eigene Darstellung

Im Vergleich zum Ausgangssystem mit einer Stahlmasse von 2627 kg konnte durch die Anpassung der Konstruktion eine Einsparung von 1437 kg erzielt werden. Im Vergleich zum Ausgangssystem wird 55 % weniger Stahl benötigt. Die Querschnitte werden effizient ausgenutzt, weisen jedoch weiterhin ausreichende Tragreserven auf. Mit Anbauten hat das System ein Gesamtgewicht von 1623 kg. Das Eisgewicht liegt mit 783 kg unter der Hälfte der Gesamtkonstruktion. Bei einer vollen Vereisung wäre das System 2406 kg schwer.

Die maximale Druckkraft beträgt 17,47 kN, was ungefähr 1747 kg entspricht. Die Druckkraft auf einem Fuß ist damit größer als das Gewicht der Gesamtkonstruktion. Die Druckkraft entsteht aus der Überlagerung Wind mit Eis über die kurze Seite (Y-Richtung). Die Betonpressung wurde in Anlage A4 nachgewiesen und beträgt 7 %, womit ausreichend Reserven vorhanden sind, falls die Betonfestigkeit nicht so hoch wie angenommen ist.

Der Eigenlast von 16,56 kN steht eine abhebende Kraft von 6,16 kN gegenüber, womit der Nachweis gegen Abheben mit 37 % erfüllt ist.

Die Dübelauslastung ist im Vergleich zum Ausgangssystem um neun Prozentpunkte auf 72 % gesunken, was wahrscheinlich an dem deutlich reduzierten Gewicht der Konstruktion liegt.

Trotz der Reduzierung des Stahlbedarfs um 55 % bleibt die Gebrauchstauglichkeit in Hinblick auf die Auslenkung der Antennen gewährleistet: Die Neigung der Antennen steigt von $0,69^\circ$ auf $0,88^\circ$ und liegt damit unterhalb des zulässigen Grenzwertes von $1,00^\circ$.

Die Eigenfrequenz des Mobilfunkmastes reduziert sich gegenüber dem Ausgangssystem um 0,21 Hz, was einer Abnahme von etwa 9 % entspricht, liegt mit 2,97 Hz dennoch deutlich über der Grenze von 2 Hz.

Dadurch, dass die Hauptmastprofile analog zur Vergleichsversion 1 geblieben sind, kann für den Betriebsfestigkeitsnachweis ein Momentenvergleich geführt werden, der mit 41 % aufgeht.

Die maximale Schusslänge von 3 m und die minimale Wandungsdicke von 5 mm wurden eingehalten.

6 Vergleichsvariante 3: Dreifuß

6.1 Systemvorstellung Vergleichsvariante 3

Das zweite Alternativsystem ist ein Dreifuß. Für eine gleichmäßige Lastverteilung gehen die Streben und Träger im 120° Winkel zueinander vom Mast zu den Fußpunkten. Die Fußpunkte stehen in den Ecken eines gedachten gleichseitigen Dreiecks mit den Seitenlängen 5,60 m und der Höhe 4,85 m. Für diese Variante wird ein Fuß zusätzlich auf einer Querwand gelagert und die anderen zwei Füße wie beim Ausgangssystem über den Auflagerwänden der Deckenplatte.

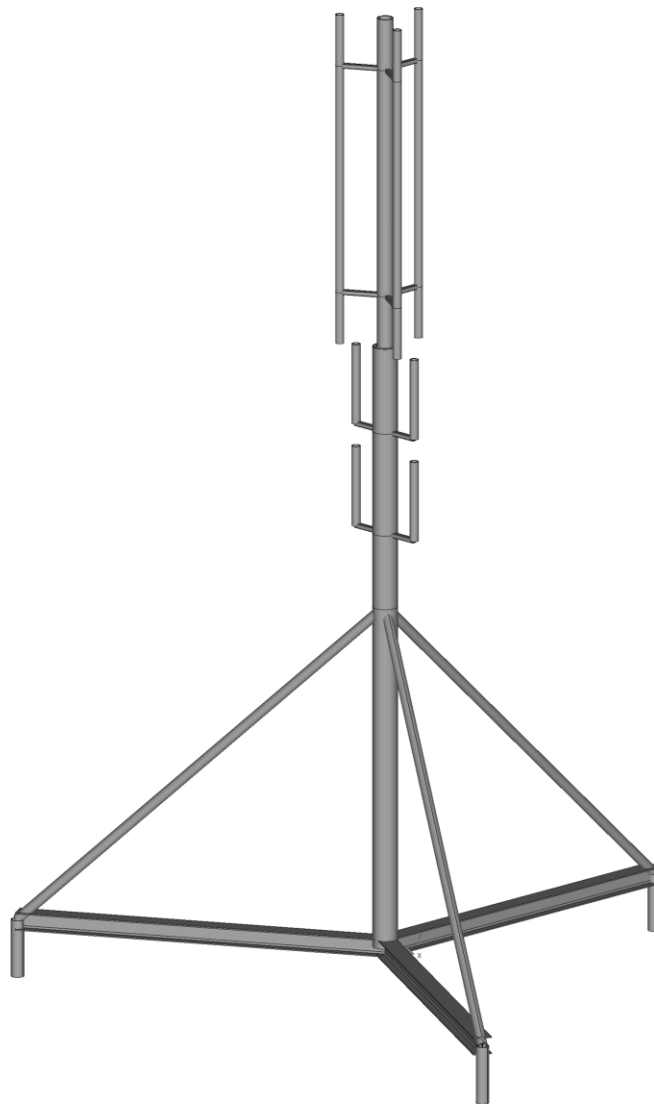


Abbildung 12 Systemansicht Vergleichsvariante 3

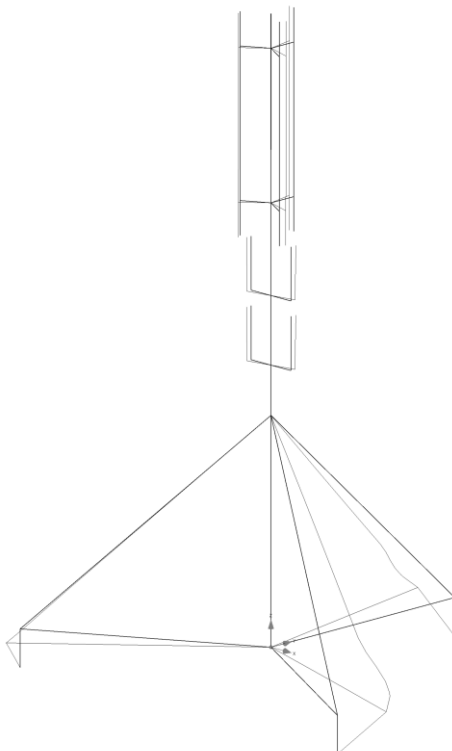
Ausdruck aus Frilo Software

Dadurch, dass statt vier Auflager beim Dreifuß drei Auflager vorhanden sind, werden diese als gelenkig und in jede Richtung unverschieblich modelliert. Um trotzdem eine Einspannung zu berücksichtigen, werden aus den Horizontalkräften und der Höhe der Fußstützen Ersatzmomente für die Dübelbemessung gebildet.

6.2 Anpassung Vergleichsvariante 3

Nach Überprüfung der Eigenfrequenz mit der Eigenwertanalyse des Stabwerksprogramms RSX von Frilo, kam heraus, dass das System an den Füßen zu weich ist, was nach Entwurf der Vergleichsvariante 2 und aufgrund der großen Spannweite zu erwarten ist. In Abbildung 13 wird das Verformungsbild der Dreifußvariante mit der Lösung, die Fußstützen mit Querträgern zu verbinden, verglichen.

Dreifuß ohne Querträger (2,44 Hz)



Dreifuß mit Querträger (3,04 Hz)

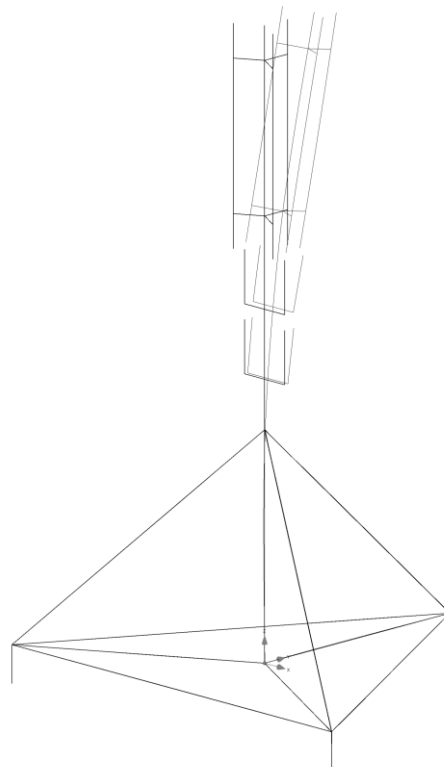


Abbildung 13 Vergleich der Auslenkung durch die Eigenfrequenz des Dreifußes mit und ohne Querträger

Ausdruck aus Frilo Software

Neben der Erhöhung der Frequenz auf 3,04 Hz stabilisieren die Querträger die Füße, sodass maßgebende dynamische Schwingungen nur oberhalb der Abstrebung stattfinden.

6.3 Auswertung Vergleichsvariante 3

Die Variante mit den Querträgern nach Vergleich der Eigenfrequenz als hinreichend steif eingeschätzt. Diese Variante wird daher zur weiteren Untersuchung als Vergleichsvariante 3 genutzt. In Abbildung 14 ist die Vergleichsvariante 3 als Stabwerksausdruck mit Profilen zu sehen. Für diese Version sind die Lastannahmen in Anlage A5 abgebildet. In Tabelle 10 sind alle verwendeten Querschnitte abgebildet. Die Querschnitte entsprechen der Profilauswahl des angepassten Ausgangssystems.

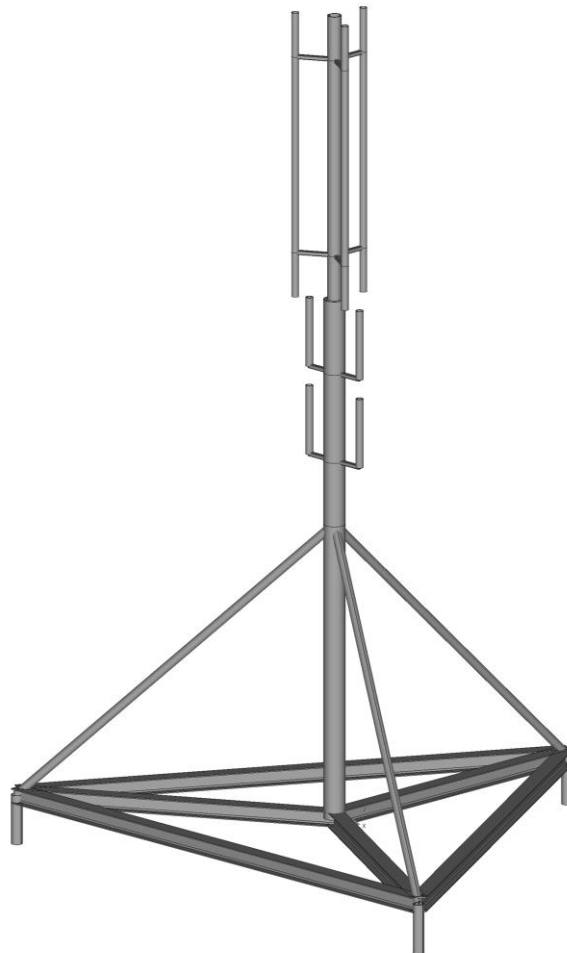


Abbildung 14 Systemansicht der Vergleichsvariante 3
Ausdruck aus Frilo Software

QS-Nr.	Querschnitt	Funktion
1	RO 219.1x8	Untere 2 Mastschüsse
2	RO 139.1x8	Oberer Mastschuss
3	RO 114.3x5	Fußstützen
4	RO 76.1x5	Antennentragrohr
5	QRO 40x5	Ausleger QRO
6	HEA 160	Gestell
7	RO 88.9x5	Streben (Stabilität!)

Tabelle 10 Querschnitte der Vergleichsvariante 3
Eigene Darstellung

Mit der Frequenz von 3,04 Hz kommt ein Strukturbeiwert c_{sCd} von 1,319 heraus, wie der Anlage A5 zu entnehmen ist. Der errechnete Grundkraftbeiwert für die Mastrohrquerschnitte beträgt $c_{f,0} = 0,794 \leq 1,00$, womit für diese Profile mit 1,0 weiter gerechnet wird.

Nach Eingabe und Berechnung des Systems und der Lasten und Führung der Nachweise kommen nach Tabelle 11 folgende Werte heraus:

Eigenschaft	Wert
<u>Systemkenngrößen</u>	
Stahlmenge	1 381 kg
Gesamtgewicht mit Anbauten	1 813 kg
Eisgewicht	1 086 kg
<u>Profilauslastung</u>	
RO 219.1x8	68 %
RO 139.1x8	60 %
RO 114.3x5	76 %
RO 88.9x5	48 %
RO 76.1x5	17 %
QRO 40x5	63 %
HEA 160	15 %
<u>Auflager</u>	
Maximale Druckkraft	29,57 kN
Maximale Zugkraft	10,97 kN
Dübelauslastung	85 %
Nachweis Betonpressung	12 %
Nachweis Sicherheit gegen Abheben	66 %
<u>Gebrauchstauglichkeit</u>	
Antennenauslenkung	0,59°
<u>Dynamik</u>	
Eigenfrequenz	3,04 Hz
Nachweis Betriebsfestigkeit	28 %

Tabelle 11 Auswertung der Vergleichsvariante 3
Eigene Darstellung

Bei der Variante mit Dreifuß wird im Vergleich zum Ausgangssystem mit 2627 kg Stahlgewicht ein Anteil von 53 % benötigt, was 1 381 kg entspricht. Die Einsparung von 47 % entspricht einer Menge von 1246 kg. Bei einem Gesamtgewicht mit Anbauten von 1813 kg und einem Eisgewicht von 1086 kg beträgt das Gesamtgewicht 2899 kg. Die Profile werden wirtschaftlich ausgenutzt und haben gleichzeitig ausreichende Reserven.

Die Werte an den Auflagern sind beim Dreifuß wie erwartet am größten, da die Kräfte über drei, anstatt über vier Fußpunkte abgeleitet werden. Mit einer maximalen Druckkraft von 29,57 kN auf einem Fuß, ist der Nachweis der Betonpressung mit einer deutlichen Reserve mit 12 % erfüllt. Bei einer abhebenden Last von 10,97 kN und einem entgegenstehenden Eigengewicht von 16,56 kN ist der Nachweis mit 66 % erfüllt.

Die Antennenauslenkung weist mit 0,59° bei einer Grenzauslenkung der Antennen von 1,00° genügend Reserven auf und ist im Vergleich zum Ausgangssystem mit 0,69° Auslenkung um zehn Prozentpunkte gesunken. Die Gebrauchstauglichkeit des Mobilfunkmastes ist somit sichergestellt.

Die Eigenfrequenz liegt mit 3,04 Hz im oberen Bereich der bisherigen Systeme, was mit einer Begünstigung einiger Werte einhergeht. Die höhere Eigenfrequenz korreliert mit einem niedrigerem Strukturbeiwert, wodurch kleinere anzusetzende Lasten entstehen, die wiederum kleinere Schnittgrößen und Spannungen hervorrufen, womit auch die Spannungsschwingbreite kleiner wird. Dadurch weist der Nachweis der Betriebsfestigkeit größere Reserven auf, der mit 28 % Auslastung erfüllt wird.

Die maximale Schusslänge von 3 m und die minimale Wandungsdicke von 5 mm wurden eingehalten.

7 Bewertung und Vergleich

7.1 Punktesystem

Für den Bewertung der Systeme werden die einzelnen Kriterien der Systeme mit Punkten belegt. Aus der statischen Bemessung der Systeme lassen sich neben statischen Kriterien auch Aussagen über Konstruktion und Montage aus den entstandenen Systemen ableiten. Die Konstruktion und Montage wird jedoch nur im Rahmen der Auswertung betrachtet und hinsichtlich der verwendeten Profile und der Trägeranordnung mit der daraus resultierenden Anschlusssituation bewertet. Hinzu kommt der Korrosionsschutz als Bewertungskriterium.

Die Stahlbauteile von Mobilfunkmasten werden feuerverzinkt, um witterungsbeständiger zu werden. Bei der Feuerverzinkung sind unterschiedliche Profile unterschiedlich aufwendig zu verzinken. Für die Bewertung wird nur die Profilform des Querschnittes herangezogen. Auf eine detaillierte Beschreibung zur Verzinkung wird in dieser Arbeit verzichtet.

Die Punkteverteilung ist eine subjektive Wahl des Autors. Die einzelnen Bewertungskriterien werden entsprechend ihrer Bedeutung für Wirtschaftlichkeit und Rohstoffeinsatz mit einem Punkthöchstwert gewichtet. Die Bewertung kann je nach Blickwinkel unterschiedlich ausfallen, etwa bei einer rein betriebswirtschaftlichen Betrachtung oder im Hinblick auf die Geschwindigkeit der Montage. Die Kriterien mit dazugehöriger erreichbarer Punktezahl werden in Tabelle 12 aufgelistet und im folgendem erläutert.

Nr.	Bewertungskriterium	Punktzahl
1	Stahlverbrauch	0 – 15
2	Konstruktion/ Montage	0 – 10
3	Auslastung der Profile	0 – 10
4	Auslastung der Dübel	0 – 10
5	Antennenauslenkung	0 – 5
6	Korrosionsschutz	0 – 5
7	Lasteinleitung	0 – 5
8	Betriebsfestigkeit	0 – 5
9	Eigenfrequenz	0 – 5

Tabelle 12 Punkteaufteilung Bewertung
Eigene Darstellung

Der Stahlverbrauch ist ausschlaggebend für die Kosten und den Rohstoffverbrauch und wird deshalb mit 15 Punkten, mit höchster Relevanz eingeordnet. Die Bewertung erfolgt über die Differenz vom Ausgangssystem zum System mit dem geringsten Stahlverbrauch. Dabei gilt, dass das Ausgangssystem mit 2627 kg mit 0 Punkten bewertet wird und der niedrigste Stahlverbrauch (1190 kg) mit 15 Punkten. Zwischenwerte werden nach Formel 6 interpoliert.

$$P = \left| P_0 + \frac{P_1 - P_0}{E_1 - E_0} * (E - E_0) \right| = \left| \frac{P_1}{E_1 - E_0} * (E - E_0) \right| \quad \text{mit } P_0 = 0$$

Formel 6 Interpolationsformel**Legende**

P	Punktzahl
P_0	Niedrigste Punktzahl (= 0 Punkte)
P_1	Punkthöchstwert der Eigenschaft
E	Zu bewertender Wert der Eigenschaft
E_0	Wert der Eigenschaft für 0 Punkte
E_1	Wert der Eigenschaft für Punkthöchstwert

Sämtliche Punktzahlen, die durch Interpolation ermittelt werden, werden in Anlage A6 berechnet.

Der Aufwand für Konstruktion und Montage ist neben dem Stahlverbrauch ebenfalls maßgebend für den Gesamtpreis und somit auch mit hoher Relevanz in Form von 10 Punkten bewertet. Die Eigenschaft umfasst dabei mehrere Kriterien. Die einzelnen Systeme werden hinsichtlich Orthogonalität der Träger zueinander, Möglichkeit für Anbauten, Anschlüsse und Kompaktheit der Einzelteile qualitativ bewertet. Die qualitative Bewertung wird wie folgt quantifiziert: Orthogonalität und Anschlüsse werden mit anteilig jeweils 3 Punkten bewertet und die Möglichkeit für Anbauten sowie die Kompaktheit der Einzelteile mit je 2 Punkten. Die Beurteilung dieses Kriteriums erfolgt unter Punkt 7.2 nachfolgend.

Die Auslastung der Profile wird im Vorhinein statisch begrenzt. Im Vergleich geht es um die sinnvolle Ausnutzung der statischen Grenze. Es gilt die mittlere Auslastung der Maximalauslastungen. 10 Punkte werden durch 80 % Auslastung erreicht, 0 % Auslastung wird mit 0 Punkten bewertet. Zwischenwerte ergeben sich aus der Interpolation.

Die Bewertung der Dübelauslastung erfolgt umgekehrt zur Profilauslastung. Je höher die Dübel ausgelastet sind, desto weniger Punkte gibt es. Begründet wird das dadurch, dass sich durch eine niedrigere Dübelauslastung kein Material einsparen lässt. Im Gegenteil: da bei Lasterhöhung wahrscheinlich zuerst die Dübel maßgebend werden, kann einer Überlastung mit Auflast oder Aussteifung der Füße entgegengewirkt werden, was jedoch mehr Material erfordert. Um einen sinnvollen Rahmen zu schaffen, in dem die Minimal- und Maximalwerte liegen, gibt es bei 70 % Auslastung 10 Punkte und bei 95 % Grenzauslastung 0 Punkte. In diesem Rahmen findet eine Interpolation statt.

Ähnlich wie bei der Dübelauslastung werden die Punkte für die Antennenauslenkung vergeben. Bei einer Auslenkung von 1,00° gibt es 0 Punkte, wohingegen es bei 0,50° alle 5 Punkte gibt. Zwischenwerte werden interpoliert. Die Antennenauslenkung ist eine Bedingung, die eingehalten werden muss, aber jedoch keine Eigenschaft mit der

etwas gespart werden könnte, weshalb diese Eigenschaft mit einer Gesamtpunktzahl von 5 gewertet wird.

Zur Bewertung des Korrosionsschutzes wird der längenmäßige Anteil der offenen Profile herangezogen, da offene Profile unproblematischer bei der Feuerverzinkung sind als Hohlprofile. Ein Anteil von 100 % wird mit 5 Punkten bewertet und 0 % mit 0 Punkten. Zwischenwerte werden interpoliert.

Der Nachweis gegen der Lasteinleitung ist stark vom Gebäude abhängig und geht somit nur mit 5 Punkten in die Bewertung ein. Aufgrund der durchgängig niedrigen und ähnlichen Betonpressung wird für die Punktevergabe nur der Nachweis gegen Abheben betrachtet. Für 0 % Auslastung gibt es 5 Punkte und für 100% Auslastung 0 Punkte. Zwischenwerte ergeben sich aus der Interpolation.

Um das System über die Betriebszeit hinweg ohne Materialermüdung zu erhalten, ist der Nachweis für die Betriebsfestigkeit nötig. Mit der Interpolation der Punktwerte wird der Nachweis mit 0 % mit 5 Punkten bewertet und 100 % mit 0 Punkten.

Der Bewertungsrahmen der Eigenfrequenz erstreckt sich über die höchste Frequenz von 3,18 Hz (Ausgangssystem) bis zur Untergrenze von 2 Hz. Die höchste Eigenfrequenz wird mit 5 Punkten bewertet und andere Werte über Interpolation bis zur Untergrenze von 2 Hz mit 0 Punkten.

7.2 Beurteilung der Konstruktion und Montage

Allgemein liegen die Vorteile der Vergleichsvariante 1 in der unkomplizierten Konstruktion, die orthogonal und symmetrisch ist. Die Orthogonalität wird somit mit 3 von 3 Punkten bewertet. Es werden gängige Profile genutzt, für die es typisierte Anschlüsse gibt und es werden keine individuellen Anschlusskonstruktionen benötigt. Die Anschlüsse erhalten 3 von 3 Punkten. Alle Einzelteile sind maximal 3 m lang und in Trägerform oder Stahlplatten, welche eine Seitenlänge von 60 cm nicht überschreiten. Durch die Randträger besteht die Möglichkeit kleinere Anbauten ebenfalls mit am Gestell zu befestigen, wie zum Beispiel in Abbildung 2 zu sehen ist. Somit gibt es je 2 Punkte, womit Vergleichsvariante 1 für Konstruktion und Montage 10 von 10 Punkten erhält.

Vergleichsvariante 2 ist im Grundgestell zwar nicht orthogonal, jedoch stellt das keine Behinderung für die Orthogonalität der Anschlüsse dar, mit kleiner Ausnahme des Kreuzungspunktes. Die Anschlüsse erzeugen keinen großen Verschnitt. Vergleichsvariante 2 wird in Orthogonalität mit 2 von 3 Punkten bewertet. Herausfordernd könnte die Montage werden, da der Kreuzungspunkt, auf dem der Mast gelagert ist eine freie Anschlusskonstruktion ist, die wahrscheinlich vorgefertigt zum Montageort gebracht

wird und aufgrund der Größe nur mit einem Kran bewegt werden kann. Für Quadratrohre liegen zudem keine typisierten Anschlüsse vor. Nach eigenen Überlegungen könnte für die Quadratrohrverbindung eine Art verschraubte Steckmuffenverbindung genutzt werden, die aber speziell bemessen werden müssten. Die Anschlüsse erhalten keine Punkte. Aufgrund der fehlenden Anbaumöglichkeiten, werden ebenfalls keine Punkte vergeben. Die Kompaktheit der Einzelteile ist gegeben, mit Ausnahme des Kreuzungspunktes, weshalb hier 1 von 2 Punkten erteilt wird. Insgesamt erhält Vergleichsvariante 2 im Punkt Konstruktion und Montage 3 von 10 Punkten.

Bei Vergleichsvariante 3 müssen die Träger im Grundgestell alle angeschrägt werden, was eine hohe Präzision erfordert und verschnitt erzeugt. Somit bekommt Vergleichsvariante 3 für Orthogonalität keine Punkte. Für die Profile gibt es, analog zum Ausgangssystem, typisierte Anschlüsse. Der Knotenpunkt ist eine freie Anschlusskonstruktion, weshalb die Anschlüsse mit 2 von 3 Punkten bewertet werden. Durch die Randträger sind ausreichen Anbaumöglichkeiten gegeben, womit 2 von 2 Punkte vergeben werden. Der Knotenpunkt könnte vorgefertigt werden und je nach Ausführung so schwer werden, dass er nur mit dem Kran bewegt werden kann, was analog zur Variante mit Diagonalträgern mit 1 von 2 Punkten bewertet wird. Bei Vergleichsvariante 3 wird die Konstruktion und Montage mit 5 von 10 Punkten bewertet.

7.3 Ergebnisse

Nach Berechnung der Punktwerte der Kriterien ergibt sich nach Tabelle 13 folgende Punkteverteilung.

Kriterium	Punktzahl					
	Vergleichsvariante 1		Vergleichsvariante 2		Vergleichsvariante 3	
Stahlverbrauch	11	/15	15	/15	13	/15
Konstruktion/ Montage	10	/10	3	/10	5	/10
Auslastung der Profile	7	/10	7	/10	6	/10
Auslastung der Dübel	5	/10	9	/10	4	/10
Antennenauslenkung	0	/5	1	/5	4	/5
Korrosionsschutz	2	/5	0	/5	2	/5
Lasteinleitung	3	/5	3	/5	2	/5
Betriebsfestigkeit	3	/5	3	/5	4	/5
Eigenfrequenz	4	/5	4	/5	4	/5
Summe	45		45		44	

Tabelle 13 Punkteverteilung der Vergleichsvarianten
Eigene Darstellung

Dabei fällt auf, dass trotz deutlicher Unterschiede in den Einzelkriterien, nahezu gleiche Summen für die Varianten herausgekommen sind. Somit entsteht kein System,

welches nach dieser Betrachtung der Bewertung am besten abschneidet. Stattdessen gibt es 3 Systeme, welche einzelne Stärken und Schwächen aufweisen.

Unter der Bedingung, dass die Profile des Ausgangssystems effektiver ausnutzt werden, kann an diesem Punkt die Frage, ob das Ausgangssystem noch wirtschaftlich und statisch sinnvoll ist, grundsätzlich mit „Ja“ beantwortet werden. Der Zusatz der Antwort sollte jedoch sein, dass es noch weitere System gibt, die andere Vor- und Nachteile haben.

Im Folgendem werden die Ergebnisse mit Netzdiagrammen visualisiert. Netzdiagramme eignen sich zum Vergleichen mehrparametrischer Vergleichsobjekte, um einzelne Stärken und Schwächen sichtbar zu machen. Bei einem perfekten Vergleichsobjekt wäre das Diagramm komplett gefüllt und bei gleichmäßiger Bewertung der Einzelkriterien wäre die Fläche ein gleichmäßiges Neuneck.

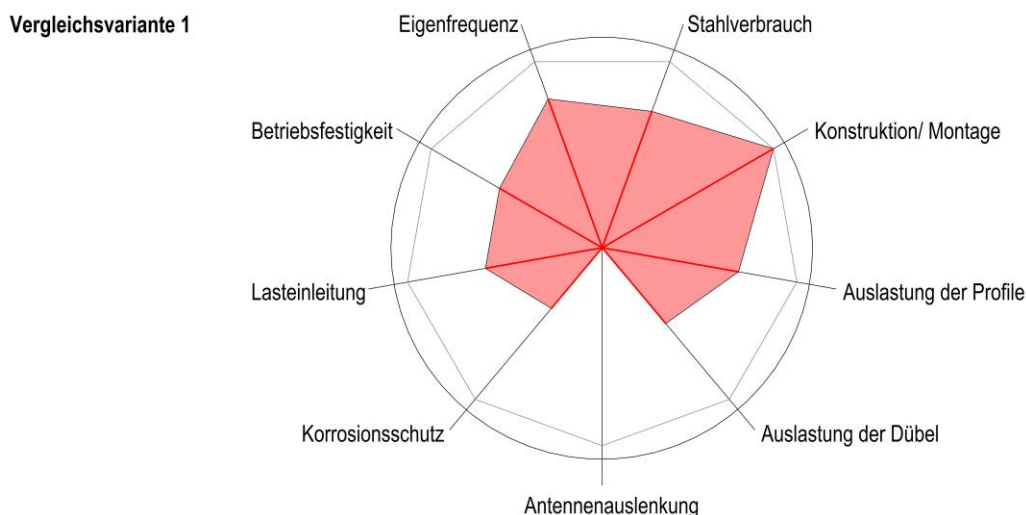


Abbildung 15 Netzdiagramm Vergleichsvariante 1
Eigene Darstellung

Wie in Abbildung 15 und Tabelle 13 zu sehen, liegt der größte Vorteil von Vergleichsvariante 1 in der Konstruktion und Montage. Das liegt, wie zuvor bereits erläutert an der Schlichtheit des Systems. Mit 10 von 10 Punkten erreicht die Vergleichsvariante 1 damit die höchste Punktzahl für dieses Kriterium. Verbesserungsfähig ist hingegen die Antennenauslenkung, die mit 0 Punkten bewertet wurde. Das Kriterium der Antennenauslenkung erzeugt einen deutlich sichtbaren Bruch, der sonst gleichmäßig erfüllten Kriterien.

Erwähnenswert ist, dass der Stahlverbrauch neben den anderen Vergleichsvarianten zwar der höchste ist, jedoch aber im Vergleich zum ursprünglichen Ausgangssystem deutlich gesunken ist. Somit wurde allein durch eine Querschnittsanpassung ein deutlicher Fortschritt erzielt.

Vergleichsvariante 2

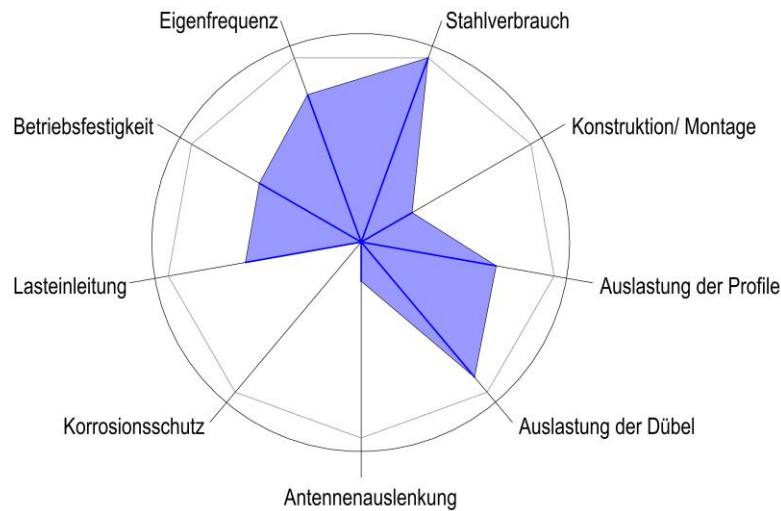


Abbildung 16 Netzdiagramm Vergleichsvariante 2
Eigene Darstellung

Abbildung 16 zeigt: Die Vorteile der Vergleichsvariante 2 liegen in dem niedrigen Stahlverbrauch und der Wahl statisch günstiger Profile. Das Quadratrohr ist ein geschlossener Querschnitt, der torsionssteif ist. Dadurch werden keine Verbindungsträger zwischen den Füßen benötigt. Trotz des leichten Gewichtes gibt es keine Probleme mit abhebenden Lasten oder Zugkräften in den Dübeln, was eine niedrige Auslastung dieser Begünstigt. Mit 15 von 15 Punkten, hat Vergleichsvariante 2 den niedrigsten Stahlverbrauch von allen Systemen. Die Schwächen liegen in der Konstruktion und Montage und im Korrosionsschutz, was an der Wahl der Quadratrohre für das Gestell liegt. Die restlichen Kriterien werden alle mittelmäßig bis gut bewertet.

Vergleichsvariante 3

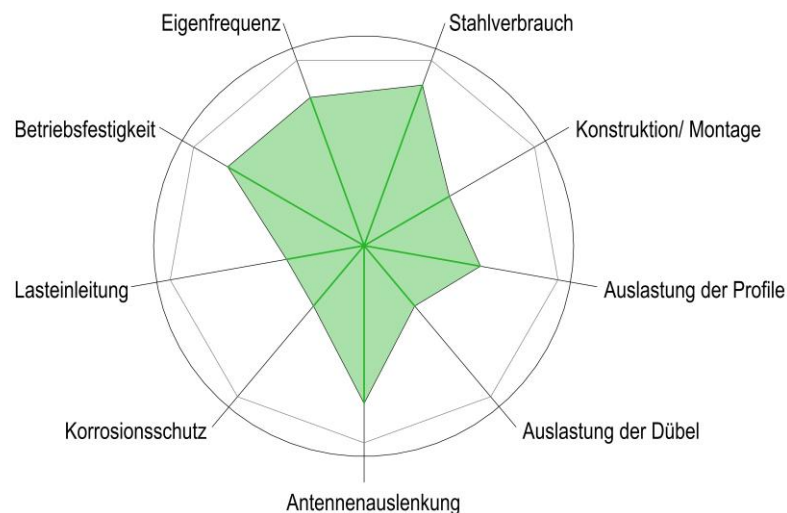


Abbildung 17 Netzdiagramm Vergleichsvariante 3
Eigene Darstellung

Der Vorteil der Vergleichsvariante 3 liegt in der einfachen Konstruktion bei gleichzeitig niedrigerem Stahlverbrauch. Vergleichsvariante 3 erfüllt nach folgender Abbildung 17

alle Kriterien hinreichend bis gut. Herausragend ist dabei die Antennenauslenkung. Allgemein wirkt die Vergleichsvariante 3 ausgeglichener nach der Bewertung, da es kein Kriterium gibt, welches mit null Punkten bewertet wurde.

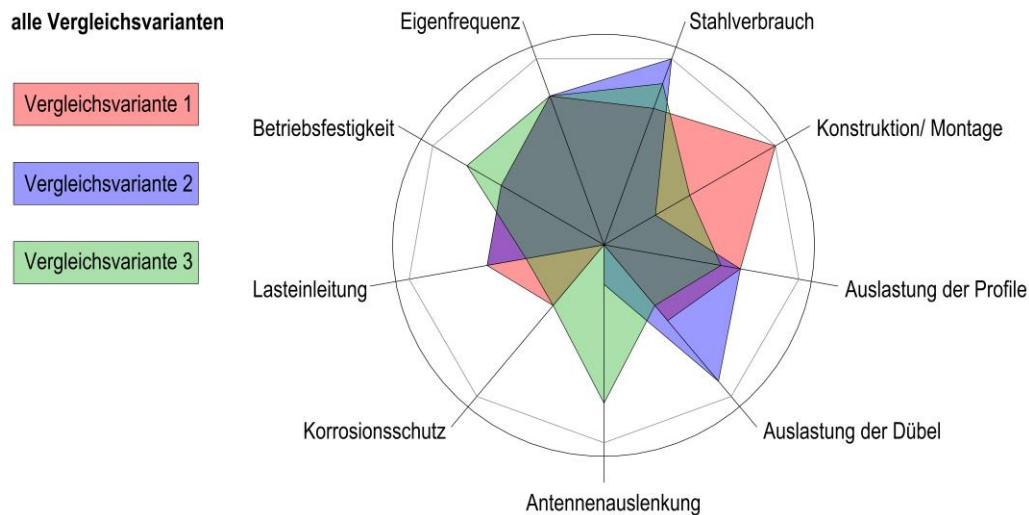


Abbildung 18 Netzdiagramm mit allen Vergleichsvarianten

Eigene Darstellung

Im direkten Vergleich in Abbildung 18 werden die einzelnen Stärken nochmal im Vergleich dargestellt. Bei Vergleichssystem 1 in rot ist der Vorteil im Punkt Konstruktion/ Montage deutlich zu erkennen. Im Punkt Lasteinleitung schneiden die Vergleichsvarianten 1 und 2 (blau) gleich ab und Variante 3 (grün) mit weniger Punkten. Das hängt mit der Anzahl der Füße zusammen, da sich die ähnliche Last bei Vergleichsvarianten 1 und 2 auf vier Fußpunkte verteilt und bei Vergleichsvariante 3 nur auf drei Fußpunkte. Die Auslastung der Profile wird bei der ersten und zweiten Variante ebenfalls gleich bewertet. Bei Vergleichsvariante 2 sind die Stärken in Dübelauslastung und Stahlverbrauch auch im Vergleich deutlich sichtbar. Bei Vergleichsvariante 3 kommt neben der Antennenauslenkung auch die höhere Bewertung der Betriebsfestigkeit zum Ausdruck. Die Eigenfrequenz ist das einzige Kriterium, in welchem alle Systeme gleich abschneiden.

8 Schlussbetrachtung

8.1 Zusammenfassung und Fazit

Diese Diplomarbeit untersucht verschiedene Varianten zu einem Tragwerk für einen 10 m hohen Mobilfunkmast mit Untergestell auf einem Gebäude in Fertigteilbauweise (DDR-Plattenbau). Das Ziel ist es, herauszufinden, ob der bisherige abgestrebte Stahlrohrmast wirtschaftlich, ressourcenschonend und statisch sinnvoll ist. Hierzu werden drei verschiedene Varianten bemessen. Es werden alle notwendigen statischen und dynamischen Nachweise geführt und ausgewertet. Anschließend werden die verschiedenen Konstruktionen mit einem, vom Autor selbst gewählten, Punktesystem bewertet und verglichen. Dabei kommt heraus, dass alle Systeme trotz unterschiedlicher Bewertung in den einzelnen Kriterien auf eine nahezu gleiche Endpunktzahl kommen. Es lässt sich kein System als eindeutig überlegen identifizieren. Für die einzelnen Varianten können jedoch spezifische Stärken und Schwächen aufgezeigt werden.

Während Vergleichsversion 1 mit einer einfachen Montage durch die Schlichtheit des Systems überzeugt, hat die Vergleichsversion 2 den niedrigsten Stahlverbrauch und niedrig ausgelastete Dübel. Die Vorteile der Vergleichsversion 3 liegen in der hohen Betriebsfestigkeit und der niedrigen Antennenauslenkung. Die Schwächen der Systeme liegen bei Vergleichsversion 1 in der hohen Antennenauslastung und bei Vergleichsversion 2 im Korrosionsschutz und in der Konstruktion und Montage aufgrund der verwendeten Quadratrohrprofile.

Wenn in Zukunft statt dem ursprünglichen Ausgangssystem das angepasste Ausgangssystem betrachtet wird, kann die Eingangsfrage, ob die bisherige Bauweise wirtschaftlich, ressourcenschonend und statisch sinnvoll ist, mit „Ja“ beantwortet werden. Die anderen Systeme erfüllen diese Eigenschaften jedoch ebenso, womit man zukünftig die individuellen Stärken projektbezogen nutzen kann.

Die Untersuchung verdeutlicht, dass bei der Planung von Mobilfunkmasten auf Bestandsgebäuden verschiedene Lösungen technisch umsetzbar sind. Die Wahl der richtigen Variante hängt dabei vom konkreten Anwendungsfall und von Randbedingungen, wie aktuellen Rohstoffpreisen oder Lohnkosten ab. Darüber hinaus wird deutlich, dass allein die Querschnittsanpassung einer bestehenden Konstruktion zu einer erheblichen Einsparung im Material führen kann.

Weitere Untersuchungen könnten sich mit dem Vergleich zu alternativen Stahlmastkonstruktionen wie abgespannten Masten oder Gittermasten auf Dächern oder mit dem Einsatz von anderen Materialien wie GFK (glasfaserverstärkter Kunststoff) befassen.

8.2 Kritische Betrachtung

Die in dieser Arbeit vorgestellten Ergebnisse basieren auf statischen Berechnungen unter idealisierten Randbedingungen. Real auftretende Einflüsse wie Materialalterung oder Bauwerksunregelmäßigkeiten konnten, auch durch die Berechnung mit Theorie II. Ordnung und den Betriebsfestigkeitsnachweis, nur eingeschränkt berücksichtigt werden.

Zudem wurde die Bewertung der Varianten teilweise durch qualitative Einschätzungen ergänzt, die subjektive Elemente enthalten und von den individuellen Erfahrungen des Planers abhängen. Die Bewertung gilt demnach nur für die Wertung des Autors. Unter Betrachtung anderer Gesichtspunkte oder anderer Wichtung der einzelnen Kriterien ist ein anderes Ergebnis der Untersuchung möglich. Die Vor- und Nachteile der einzelnen Varianten werden durch die individuellen Randbedingungen der Projekte unterschiedlich stark ins Gewicht fallen. Damit kann für zukünftige Projekte jeweils eine individuelle Wahl getroffen werden.

Die Bewertung könnte auch durch die in 1.2 beschriebenen, abgegrenzten Themen, wie zum Beispiel den Verbindungsmittelnachweisen oder der Berücksichtigung anderer Dachformen erweitert werden. Da der Rahmen der Diplomarbeit eine tiefere Betrachtung nicht ermöglicht hat, könnten zukünftige Untersuchungen an diesem Punkt anknüpfen.

Die Ergebnisse liefern im Rahmen der betrachteten Kriterien belastbare Tendenzen für die Wahl geeigneter Tragwerksvarianten. Die Arbeit bildet eine fundierte Basis für weitere Planungen, da auch in der Praxis idealisierte Randbedingungen angenommen werden und die Modellierung sowie die statische Berechnung analog zu den in dieser Arbeit stattfinden.

Quellenverzeichnis

- ADOLF WÜRTH GMBH & CO. KG: Bemessungssoftware Würth. In: https://www.wuerth.de/web/de/duebeltechnik/service_duebeltechnik/bemessung_dt/bemessungssoftware.php (16.07.2025, 11:00 Uhr)
- Bauakademie der DDR: Institut für Wohnungs- und Gesellschaftsbau: TGL 33482/02 (Deckenelemente aus Beton: Geschoßdeckenplatten für Wohngebäude und Gesellschaftsbauten), 1982-10, S. 1 - 6
- BRÜCKNER, Volkmar: Globale Kommunikationsnetze. Wiesbaden, 2022
- DALLMANN, Raimond: Baustatik. 6., aktualisierte Auflage. München, 2020
- DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN 1055-5 (Einwirkungen auf Tragwerke - Schnee- und Eislasten), 2005-07, S. 1 - 24
- DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1991-1-4 (Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten), 2010-12, S. 1 - 149
- DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1993-1-9 (Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-9: Ermüdung), 2010-12, S. 1 - 43
- DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1993-1-9/NA (Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-9: Ermüdung), 2010-12, S. 1 - 6
- DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1993-3-1 (Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 3-1: Türme, Maste und Schornsteine – Türme und Maste), 2010-12, S. 1 - 90
- DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1990/NA (Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung), 2024-05, S. 1 - 30
- DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1991-1-4/NA (Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten), 2024-08, S. 1 - 45
- DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1993-3-1/NA (Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 3-1: Türme, Maste und Schornsteine – Türme und Maste), 2024-09, S. 1 - 10
- DR.-ING. MARKUS HAUER, (2012): Tech-News Nr. 2012/01 – Häufig gestellte Fragen zur Umstellung auf Eurocode Normen Landesvereinigung der Prüfeningenieure für Baustatik in Baden-Württemberg e.V. In: https://bvpi.de/fachinfo-bibliothek/tech-news/2012/Tech-News_2012_01_Allgemein_Eurocodes.pdf (05.05.2025)
- Institut für Erhaltung und Modernisierung von Bauwerken: Wohnbauten in Fertigteilbauweise (Baujahre 1958 - 1990) – Übersicht: Sanierungsgrundlagen Plattenbau. 2. Aufl. Stuttgart, 1996
- ISO Internationale Organisation für Normung: ISO 12494 (Atmosphärische Eisbildung an Tragwerken), 2017-03, S. 1 - 58
- KUHLMANN, Ulrike: Stahlbau-Kalender 2017 – Schwerpunkte - Dauerhaftigkeit, Ingenieurtragwerke: Stahlbau-Kalender Ser. Newark, 2017
- Land Sachsen: Sächsische Bauordnung (SächsBO) i. d. F. des Gesetzes vom 11.05.2016, S. 1 - 45
- YCICT CO., LIMITED: AAR, RRU, BBU. In: <https://www.ycict.net/de/aaue3%80%81rrue3%80%81bbu/> (05.05.2025, 15:00 Uhr)

Anlagenverzeichnis

Anlage 1	A1 Lastannahmen Ausgangssystem
Anlage 2	A2 Iterationsschritte zu Vergleichsversion 1
Anlage 3	A3 Betriebsfestigkeitsnachweis Vergleichsvariante 1
Anlage 4	A4 Vergleichssystem 2
Anlage 5	A5 Vergleichssystem 3
Anlage 6	A6 Interpolationsrechnung der Punktbewertung

A1 Lastannahmen Ausgangssystem

Gliederung:

A1.1 Übersicht Lastannahmen Ausgangssystem

A1.2 Ermittlung der Windlastbeiwerte

A1.2.1 Ermittlung Böengeschwindigkeitsdruck und Strukturbeiwert

A1.2.2 Nebenrechnung zum Mastschwerpunkt

A1.2.3 Nebenrechnung für den Grundkraftbeiwert $c_{f,0}$

A1.2.4 Vergleich Grundeigenfrequenzen

A1.2.5 Nebenrechnung für den Strukturbeiwert $c_s c_d$

A1.3 Lastzusammenstellung

A1.1 Übersicht Lastannahmen Ausgangssystem**Eigenlasten:** gemäß Herstellerangaben

Sektoren	G[kN]	h [mm]	b [mm]	t [mm]	Antennentyp
Sektor 1	0,186	1707	297	196	CCI H PA65R-KE6B
Technik	G[kN]	h [mm]	b [mm]	t [mm]	Technik-Typ
AVV / RF 1	0,327	750	398	141	NEC AAU MB5452 5G 32T/32R
AVV / RF 2	0,340	607	430	133	NEC RRU MB4604 L1900/2100/2600

Eislasten: nach DIN 1055-5: Vereisungsklasse G2 mit 2cm Eisansatz allseitig mit 9kN/m³

Tragrohre und Abstr.	e[kN/m]	Formel:
QS 1	Ro 219,1 0,135	: $PI/4 \times [0,2191m \times 0,04m - (0,04m)^2] \times 9 \text{ kN/m}^3$
QS 2	Ro 168,3 0,106	: $PI/4 \times [0,1683m \times 0,04m - (0,04m)^2] \times 9 \text{ kN/m}^3$
QS 3	Ro 114,3 0,076	: $PI/4 \times [0,1143m \times 0,04m - (0,04m)^2] \times 9 \text{ kN/m}^3$
QS 4	Ro 88,9 0,062	: $PI/4 \times [0,0889m \times 0,04m - (0,04m)^2] \times 9 \text{ kN/m}^3$
QS 5	MSH 60 0,058	: $4 \times [0,06m + 0,02m] \times 0,02m \times 9 \text{ kN/m}^3$
QS 6	HEB 200 0,242	: $\{2 \times [0,2m + 0,04m] + 2 \times [0,191m + 0,04m] + 2 \times 0,2m\} \times 0,02m \times 9 \text{ kN/m}^3$

Anbauten	E[kN]	Formel:
Sektor 1	0,356	: $[(1,747 \times 0,337) + (1,747 \times 0,196) + (0,297 \times 0,196)] \times 2 \times 0,02m \times 9 \text{ kN/m}^3$
AVV / RF 1	0,185	: $[(0,75+0,04) \times (0,398+0,04) \times (0,141+0,04)] - [0,75 \times 0,398 \times 0,141] \text{ m}^3 \times 9 \text{ kN/m}^3$
AVV / RF 2	0,161	: $[(0,607+0,04) \times (0,43+0,04) \times (0,133+0,04)] - [0,607 \times 0,43 \times 0,133] \text{ m}^3 \times 9 \text{ kN/m}^3$

Windlasten: gem. DIN EN 1991-1-4 (2010-12)**Beiwerte**

Staudruck q_p			(Spitzengeschwindigkeitsdruck)
Kategorie	III		Geländekategorie (I - IV)
WZ	2		Windzone nach Anhang A (WZ 1-4) :
	41,95	[m]	Max. Höhe ATK ü. Gelände (Mastspitze)
	2,50	[m]	Abstand Ant.-Schwerpunkt - Mastspitze
	337,00	[m]	Höhe über NN (alle Ant. gleich)
	5,86	[kN]	Summe aller Anbaulasten am ATK
q_p	0,955	[kN/m²]	siehe Abschnitt A.1.2
Windgeschwindigkeit v entspr. h_{ATK}			mit $q_p = v_p^2 / 1600$ (v in m/s)
v	140,72	[km/h]	$v_p = 40 \times \text{Wurzel}(q_p) \times 3,6$
Strukturbeiwert			
$C_s C_d$	1,347		siehe Abschnitt A1.2
Aerodyn. Kraftbeiwerte C_{fi} , $C_{f,0,Rohr}$			Beiwerte für die Ermittlung der statischen Ersatzlast FW , (Auswahl)
Aerodyn. Grundkraftbeiwert $C_{f,0,Rohr}$			nach DIN EN 1991-1-4 bzw. 4131
Rohr	0,794		siehe Abschnitt A1.2
Rohre	1,00		Maxwert für alle dm gleich angenommen, sichere Seite

Rohr m. Kab.	0,75	DIN 4131, Tab. A2, (Rohr im Windschatten d. Kabel)
I- Profile	2,00	DIN EN 1991-1-4, NA, Tab. NA.2, S.10-11
QH- Profile	1,61	DIN EN 1991-1-4, Bild 7.23, 7.24 (b/d= 1, ca.10%ige Eckabrundg. angen.)
Ant. Zubehör	1,51	DIN EN 1991-1-4, Bild 7.23, 7.24 (b/d= 1, ca.15%ige Eckabrundg. angen.)
Kabel	1,20	DIN 4131, Tab. A2, (für einzelne Kabel in Rohrnähe)

Angriffsflächen ohne Eisbesatz || mit Eisbesatz ||

	frontal	seitlich	frontal	seitlich	
A Sektor 1	0,507	0,335	0,589	0,412	[m ²]
A AVV / RF 1	0,299	0,106	0,346	0,143	[m ²]
A AVV / RF 2	0,261	0,081	0,304	0,112	[m ²]

Zusammenfassung der Windlasten ohne Eisbesatz (max. Werte)

auf Antennentragrohre und Abstreibungen in kN/m				Eingabewerte nach DIN 4131, Fo. A11:		
	frei	mit Kab	Kab/Lei	Kab/Lei	:cscd * qw * [(cf,0* D)+ (cfi*bKabel)+ (cfi*bLei.)]	
			Lei. frontal	Lei. seitt.		Kabelbreite
Ro 219,1	0,282	0,360			1/2" dreifach	6x frontal 0,096 m
Ro 168,3	0,216	0,311			1/2" dreifach	6x frontal 0,096 m
Ro 114,3	0,147					0,000 m
Ro 88,9	0,114					0,000 m
MSH 60	0,147					0,000 m
HEB 200	0,437					0,000 m

auf Anbauten in kN				
v ₀ [km/h]	frontal	seitlich	rück-seit.	
161	0,512	0,451	0,510	Werte aus Datenblatt CCI H PA65R-KE6B
Verhältniswert d. Windgeschwind. v_{w1} entspr. h_{ATK}				
	0,764			$v_{w1} = (v / v_0)^2$
Sektor 1	0,527	0,464	0,525	Werte aus Datenblatt CCI H PA65R-KE6B x v _{w1} x cscd
Technik				
AVV / RF 1	0,580	0,205		mit C _{f0} = 1,51 und C _{sCd} , s. vorn
AVV / RF 2	0,507	0,157		mit C _{f0} = 1,51 und C _{sCd} , s. vorn

Zusammenfassung der Windlasten mit Eisbesatz (max. Werte)

auf Antennentragrohre und Abstreibungen in kN/m					Eingabewerte nach DIN 4131, Fo. A11:	
	frei	mit Kab	Kab/Lei	Kab/Lei	:q _p * f _{iB} * [(C _{f0} * D _e) + (C _{fi} * b _{Kabel,e}) + (C _{fi} * b _{Lei,e})]	
			Lei. frontal	Lei. seitt.		Kabelbreite
Ro 219,1	0,333	0,590			1/2" dreifach	6x frontal 0,220 m
Ro 168,3	0,268	0,541			1/2" dreifach	6x frontal 0,220 m
Ro 114,3	0,198					0,000 m
Ro 88,9	0,166					0,000 m
MSH 60	0,244					0,000 m
HEB 200	0,525					0,000 m

auf Antennen in kN

	frontal	seitlich	rück-seit.
Sektorantenne			
Erhöhungsfaktor für Eisbesatz:	1,16		
Sektor 1	0,612	0,539	0,609
Technik			
AVV / RF 1	0,721	0,316	
AVV / RF 2	0,635	0,250	

Verhältnis max. Eisfläche/ Ant.fläche ohne Eis

Werte ohne Eis x Erhöhungsfaktor

mit $C_{f0} = 1,51$ und $C_s C_d$, s. vornmit $C_{f0} = 1,51$ und $C_s C_d$, s. vorn**A1.2 Ermittlung der Windlastbeiwerte****A1.2.1 Ermittlung Böengeschwindigkeitsdruck und Strukturbeiwert**

nach DIN EN 1991-1-4 (2010-12)

Eingangsgrößen:

Geländekategorie (I - IV)

III

nach Tab. NA.B.1, DIN EN 1991-1-4/NA, S. 19

Windzone nach Anhang NA.A (WZ 1-4)

2

nach Bild NA.A.1, DIN EN 1991-1-4/NA, S. 18

Max. Höhe ATK ü. Gelände (Mastspitze)

h = 41,95 m

Festlegung nach Planung ! vgl. Bild 6.1, S. 35, EN

Abstand Anb.-Schwerpunkt - Mastspitze

h_s = 2,50 m

Festlegung nach Planung !

mittlere Antennenhöhe ü. Gelände

z = 39,45 m

für Ermittlung von v_m ; (h - h_s)

effektive Höhe

z_s = 25,17 m

nach Bild 6.1 DIN EN 1991-1-4, S. 35 (0,60 x h)

Höhe über NN

h = 337,00 m

Festlegung nach Standort-Planung

Mastcharakteristik:

	Durchmesser [mm]	Schusshöhe [m]	Wandung [mm]	Eigenlast [kN/m]
Querschnitt 1	Ro 219,1	5,30	10,0	0,516
Querschnitt 2	Ro 168,3	2,90	8,0	0,316

Masthöhe	$h_1 =$	8,20 m	Summe der Schusshöhen
Auflagerabstand	$a =$	3,00 m	bei 2 Wandhalt. übereinander (od. Abstre- bungen)
Effektive Masthöhe	$h_{\text{eff}} =$	6,20 m	Masthöhe - 2/3 x Auflagerabstand
mittlerer Mastdurchmesser	$d_m =$	0,201 m	mit Schußlängen gemittelter Durchmesser
Masteigenlast	$g =$	3,650 kN	Summe Schußhöhen x Eigenlast

Werte nach Anhang NA.A und NA.B DIN EN 1991-1-4/ NA:

Basiswindgeschwindigkeit	$v_{b,0} =$	25,00 m/s	nach Bild NA.A.1, DIN EN 1991-1-4/NA, S. 18
mittlere Windgeschwindigkeit	$v_m =$	26,04 m/s	nach Tab. NA.B.2, DIN EN 1991-1-4/NA, S. 20
Grundwert Geschwindigkeitsdruck	$q_{b,0} =$	0,390 kN/m ²	nach Bild NA.A.1, DIN EN 1991-1-4/NA, S. 18
Turbulenzintensität	$I_v(z_s) =$	0,229 [-]	nach Tab. NA.B.2, DIN EN 1991-1-4/NA, S. 20

Berechnung:

Böengeschwindigkeitsdruck	$q_p =$	0,955 kN/m ²	nach Tab. NA.B.2, DIN EN 1991-1-4/NA, S. 20
(Spitzengeschwindigkeitsdruck)			

Kraftbeiwert $c_{f,0}$ für Kreiszylinderquerschnitte

Windgeschwindigkeit	$v =$	39,09 m/s	nach Anmerkung 2, S. 73, EN 1991-1-4
Reynoldszahl	$Re =$	524124 [-]	nach Glg. (7.15), DIN EN 1991-1-4, S. 72
Grundkraftbeiwert	$c_{f0} =$	0,794 [-]	nach Bild 7.28, DIN EN 1991-1-4, S. 75

Strukturbeiwert $c_s c_d$

Böengrundanteil	$B^2 =$	0,856 [-]	nach Glg. (B.3), DIN EN 1991-1-4, S. 110
Exponent für $L(z_s)$	$\varepsilon =$	0,370 [-]	nach Tab. NA.C.1, DIN EN 1991-1-4/NA, S. 27
Integrallängenmaß	$L(z_s) =$	119,93 m	nach Glg. (NA.C.1), DIN EN 1991-1-4/NA, S. 27

Summe aller Anbaulasten am ATK	5,86 kN	aus Nebenrechng. für Ant., Ausleger u. a. Bauteile
Grundeigenfrequenz	$n_1 =$ 3,180 Hz	nach Frilo RSX Dynam. Eigenwertanalyse
dimensionslose spektrale Dichtefunktion	$S_L =$ 0,023 [-]	nach Glg. (NA.C.4), DIN EN 1991-1-4/NA, S. 28
aerodynamische Übertragungsfunktion	$R_h =$ 0,193 [-]	nach Glg. (B.7), DIN EN 1991-1-4, S. 108
aerodynamische Übertragungsfunktion	$R_b =$ 0,929 [-]	nach Glg. (B.8), DIN EN 1991-1-4, S. 108
Resonanz-Antwortanteil	$R^2 =$ 0,633 [-]	nach Glg. (B.6), DIN EN 1991-1-4, S. 107
Erwartungswert der Frequenz	$v =$ 2,074 Hz	nach Glg. (B.5), DIN EN 1991-1-4, S. 107
Spitzenbeiwert	$k_p =$ 3,934 [-]	nach Glg. (B.4), DIN EN 1991-1-4, S. 107
Strukturbeiwert	$c_s c_d =$ 1,347 [-]	nach Glg. (NA.C.1), DIN EN 1991-1-4/NA, S. 22

Zusammenfassung:

Böengeschwindigkeitsdruck	$q_m =$ 0,955 kN/m²	nach Tab. NA.B.2, DIN EN 1991-1-4/NA, S. 20
Grundkraftbeiwert für Kreiszylinder	$c_{f,0} =$ 0,794 [-]	nach Bild 7.28, DIN EN 1991-1-4, S. 75
Strukturbeiwert	$c_s c_d =$ 1,347 [-]	nach Glg. (NA.C.1), DIN EN 1991-1-4/NA, S. 22

A1.2.2 Nebenrechnung zum Mastschwerpunkt

Eigenlasten techn. Anbauteile (Antennen, AVV usw.):

Sektoren	G[kN]	Anzahl	Summe G	Anbau- höhe [m]	Antennentyp
Sektor 1	0,186	3	0,558	6,75	CCI H PA65R-KE6B
AVV / RF 1	0,327	3	0,981	7,75	NEC AAU MB5452 5G 32T/32R
AVV / RF 2	0,340	6	2,040	4,80	NEC RRU MB4604 L1900/2100/2600
Summe G Technik:			3,579		kN
Höhenschwerpunkt Technik:				5,91	m

Kabel/Ltr.	G[kN/m]	Anzahl	Länge[m]	Summe G	Anbau- höhe [m]
HF 1/2"	0,003	15	8,00	0,360	4,00
Summe G linienförm. Technik:				0,360	kN
Höhenschwerpunkt linienförm. Technik:				4,00	m

Eigenlasten tragende Anbauteile (Rohre, Ausleger usw.) ohne Mast :

Ausleger	Wand[mm]	Anzahl	Länge[m]	G[kN/m]	Anbau- höhe [m]	Summe G [kN]
Ro 88,9	5	3	3,600	0,103	6,25	1,117
MSH 60	5	7	0,400	0,085	6,78	0,237

Flansche	t _{ges} [mm]	Anzahl	Ds _{au} [mm]	Ds _{in} [mm]	Summe G [kN]
Flansch 1	60	1	380	219,1	0,348
Flansch 2	60	1	280	139,7	0,218

Summe G tragende Anbauten:						1,921	kN
Höhenschwerpunkt tragende Anbauten:					5,62		m
Schwerpunkt Höhe:					5,70		m
Summe technische Anbauten:						3,939	kN
Summe tragende Anbauten:						1,921	kN
Summe aller Anbauten:						5,860	kN

Schwerpunkt ermittelt durch $\frac{\sum G}{\sum h}$, wobei h die Anbauhöhe ist

A1.2.3 Nebenrechnung für den Grundkraftbeiwert $c_{f,0}$

$$\text{Böenwindgeschwindigkeit: } v(z_e) = \sqrt{\frac{2q_p \cdot 1000}{1,25}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 0,955 \cdot 1000}{1,25}} = 39,09 \text{ m/s}$$

$$\text{Reynoldszahl: } Re = \frac{b \cdot v}{\nu(z_e)} = \frac{0,201 \cdot 39,09}{15 \cdot 10^{-6}} = 524.124$$

b = Durchmesser [m]

ν = kinematische Zähigkeit der Luft ($\nu = 15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$)

$$\text{Äquivalente Rauigkeit } k = 0,2 \text{ mm (Stahl verzinkt)} \quad \frac{k}{b} = \frac{0,2}{201} = 0,000994$$

$$\text{Grundkraftbeiwert } c_{f,0} = 1,2 + \frac{0,18 \log(10 \cdot k/b)}{1 + 0,4 \log(Re/10^6)} = 1,2 + \frac{0,18 \log(10 \cdot 0,000994)}{1 + 0,4 \log(524124/10^6)} = 0,794$$

Nach DIN EN 1991-1-4 S.72 ff

A1.2.4 Vergleich Grundeigenfrequenzen

- 6) Berechnung der Grundeigenfrequenz nach Formel F.1 DIN EN 1991-1-4 F.2 für auskragende Systeme mit einem Massenpunkt am Ende

$$n_1 = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{g}{x_1}} \text{ [Hz]} \quad \text{mit} \quad g = 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad \text{Erdbeschleunigung}$$

x_1 = maximale Verschiebung infolge Eigengewicht in Schwingungsrichtung in m

Ermittlung x_1 :

Variante B: Biegelinie eines Kragträgers mit Eigengewicht als Flächenlast

$$x_1 = w_{max} = \frac{ql^4}{8EI}$$

l : Kragarmlänge 5,20m

q : Linienlast aus Eigengewicht

$$\text{Last aller Anbauteile: } 5,86 \text{ kN auf } 5,20 \text{ m } q = \frac{5,86 \text{ kN}}{5,20 \text{ m}} = 1,13 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ (E-Modul)}$$

$$I_{min} = 1297 \text{ cm}^4 = 1,297 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4 \text{ für RO 168,3 x 8}$$

$$\text{Verschiebung: } x_1 = \frac{ql^4}{8EI} = \frac{1,13 \cdot 5,20^4}{8 \cdot 2,1 \cdot 10^8 \cdot 1,297 \cdot 10^{-5}} = 0,04 \text{ m}$$

$$n_1 = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{g}{x_1}} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{9,81}{0,04}} = 2,49 \text{ Hz}$$

- 7) Berechnung der Grundeigenfrequenz nach Formel F.3 DIN EN 1991-1-4 F.2 für Stahlschornsteine

$$n_1 = \frac{\varepsilon_1 \cdot b}{h_{eff}^2} \cdot \sqrt{\frac{W_s}{W_t}} \text{ [Hz]} \quad \text{mit } \varepsilon_1 = 1000 \text{ für Stahlschornsteine}$$

$b = d_m = 0,201 \text{ m}$ Breite, hier mittlerer Mastdurchmesser

$h_{eff} = 6,20 \text{ m}$ Effektive Masthöhe

$W_s = 3,65 \text{ kN}$ Masteigenlast

$W_t = 3,65 \text{ kN} + 5,86 \text{ kN} = 9,51 \text{ kN}$ Gesamtgewicht

$$n_1 = \frac{1000 \cdot 0,201}{6,20^2} \cdot \sqrt{\frac{3,65}{9,51}} = 3,24 \text{ Hz}$$

- 8) Berechnung der Grundeigenfrequenz Mastennorm im NA des EC3 nach Formel NA.B.28 DIN EN 1993-3-1/NA

$$n_{1,x} = \frac{1}{\frac{h_F^2}{1000 \cdot b} \cdot \sqrt{\frac{G_E}{G_T}}} \text{ [Hz]}$$

$b = d_m = 0,201 \text{ m}$ Breite, hier mittlerer Mastdurchmesser

$h_F = 5,20 \text{ m}$ Höhe des Bauwerks über der Einspannung

$G_T = 3,65 \text{ kN}$ Masteigenlast

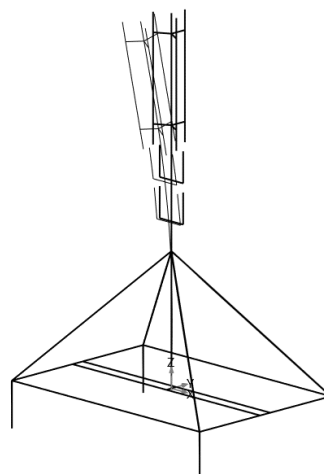
$G_E = 3,65 \text{ kN} + 5,86 \text{ kN} = 9,51 \text{ kN}$ Gesamtgewicht

$$n_{1,x} = \frac{1}{\frac{5,20^2}{1000 \cdot 0,201} \cdot \sqrt{\frac{9,51}{3,65}}} = 4,61$$

- 9) Berechnung der Grundeigenfrequenz mit dynamischer Eigenwertanalyse (Frilo)

Eigenfrequenzanalyse für Lastfall 1

Nr.	Eigenfrequenz Hz
1	3,18 -> maßgebend
2	3,25
3	7,78
4	7,95
5	9,76
6	9,88
7	10,59
8	10,82
9	11,06
10	11,37



A1.2.5 Nebenrechnung für den Strukturbeiwert c_{scd}

$$\text{Strukturbeiwert } c_{scd} = \frac{1+2*k_p*I_v(z_s)*\sqrt{B^2+R^2}}{1+6*I_v(z_s)} \quad \text{DIN EN 1991-1-4/NA Formel NA.C.1}$$

Integrallängenmaß $L(z_s) = 300 * \left(\frac{z_s}{300}\right)^\varepsilon$ mit $\varepsilon = 0,37$ für Geländekategorie III

$$L(z_s) = 300 * \left(\frac{25,17}{300}\right)^{0,37} = 119,93 \text{ m}$$

DIN EN 1991-1-4/ NA Formel NA.C.2

$$\text{Böengrundanteil } B^2 = \frac{1}{1+0,9*\left(\frac{b+h}{L(z_s)}\right)^{0,63}} = \frac{1}{1+0,9*\left(\frac{0,201+8,20}{119,93}\right)^{0,63}} = 0,856$$

Mit b und h als Höhe und Breite des Bauwerks (b = d_m)

DIN EN 1991-1-4 Formel B.3

Für Resonanzantwortanteil $R^2 = \frac{\pi^2}{2\delta} * S_L(z, n) * R_h(\eta_h) * R_b(\eta_b)$:

Logarithmisches Dämpfungsdekrement: $\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d$

$\delta_s = 0,012$ für geschweißte Stahlschornsteine nach Tab. F.2 DIN EN 1991-1-4

(Annahme auf der sicheren Seite, zutreffender als Gebäude in Stahlbauweise)

$$\delta_a = \frac{c_f * \rho * b * v_m(z_s)}{2 * n_1 * m_e} = \frac{0,900 * 1,25 * 0,201 * 26,04}{2 * 3,18 * 44,51} = 0,021$$

$c_f = 0,900$ Kraftbeiwert, pauschal angenommen

$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ mittlere Luftdichte

$m_e = \frac{\text{Masteigengewicht}}{\text{Höhe}}$ äquivalente Masse je Längeneinheit

$$\frac{365 \text{ kg}}{8,20 \text{ m}} = 44,51 \text{ kg/m}$$

$b = d_m = 0,201 \text{ m}; \quad v_m(z_s) = 26,04 \text{ m/s}; \quad n_1 = 3,18 \text{ Hz}$

$\delta_d = 0,00$ weil keine besonderen Maßnahmen zur Schwingungsdämpfung

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d = 0,012 + 0,021 + 0,00 = 0,033$$

DIN EN 1991-1-4 Formel F.15

$$\text{dimensionslose spektrale Dichtefunktion } S_L = \frac{6,8 * f_L(z,n)}{(1+10,2 * f_L(z,n))^{\frac{5}{3}}} = \frac{6,8 * 14,65}{(1+10,2 * 14,65)^{\frac{5}{3}}} = 0,02341$$

$$\text{mit } f_L(z, n) = \frac{n_1 * L(z)}{v_m(z)} = \frac{3,18 * 119,93}{26,04} = 14,65 \quad \text{DIN EN 1991-1-4 Formel B.2}$$

aerodynamische Übertragungsfunktion R_h, R_b

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 * \eta_h^2} * (1 - e^{-2 * \eta_h}) = \frac{1}{4,61} - \frac{1}{2 * 4,61^2} * (1 - e^{-2 * 4,61}) = 0,193$$

$$\text{Mit } \eta_h = \frac{4,6 * h}{L(z_s)} * f_L(z, n) = \frac{4,6 * 8,20}{119,93} * 14,65 = 4,61$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 * \eta_b^2} * (1 - e^{-2 * \eta_b}) = \frac{1}{0,113} - \frac{1}{2 * 0,113^2} * (1 - e^{-2 * 0,113}) = 0,929$$

$$\text{Mit } \eta_b = \frac{4,6 * b}{L(z_s)} * f_L(z, n) = \frac{4,6 * 0,201}{119,93} * 14,65 = 0,113$$

DIN EN 1991-1-4 Formel B.7 und B.8

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2\delta} * S_L(z, n) * R_h(\eta_h) * R_b(\eta_b) = \frac{\pi^2}{2 * 0,033} * 0,02341 * 0,193 * 0,929 = 0,633$$

DIN EN 1991-1-4 Formel B.6

$$\text{Spitzenbeiwert } k_p = \sqrt{2 * \ln(v * T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 * \ln(v * T)}} \geq 3$$

$$v = n_1 * \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} = 3,18 * \sqrt{\frac{0,633}{0,856 + 0,633}} = 2,074 \text{ Hz} \quad \text{Erwartungswert der Frequenz}$$

$T = 600 \text{ s}$ Mittelungszeitraum für die mittlere Windgeschwindigkeit

$$k_p = \sqrt{2 * \ln(2,074 * 600)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 * \ln(2,074 * 600)}} = 3,934 \geq 3 \quad (\text{maßgebend } k_p = 3,934)$$

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 * k_p * I_v(z_s) * \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 6 * I_v(z_s)} \quad \text{mit } I_v(z_s) = 0,229 \quad \text{Turbulenzintensität}$$

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 * 3,934 * 0,229 * \sqrt{0,856 + 0,634}}{1 + 6 * 0,229} = 1,347$$

A1.3 Lastzusammenstellung**Stablasten:**

Stab	Bez. u. Belegung	LF	Hx [kN/m]	Hy [kN/m]	Pz [kN/m]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Stab 1-4	QS 1 Ro 219,1 <i>ohne Abmind.</i>	EIS WIND W+EIS	<i>mit Kabel</i> 0,360 0,590	<i>mit Kabel</i> 0,360 0,590	0,135			
Stab 5-7	QS 2 Ro 168,3 <i>ohne Abmind.</i>	EIS WIND W+EIS	<i>mit Kabel</i> 0,311 0,541	<i>mit Kabel</i> 0,311 0,541	0,106			
Stab 10-13	QS 3 Ro 114,3 <i>ohne Abmind.</i>	EIS WIND W+EIS	<i>frei</i> 0,147 0,198	<i>frei</i> 0,147 0,198	0,076			
Stab 20-36	QS 4 Ro 88,9 <i>ohne Abmind.</i>	EIS WIND W+EIS	<i>frei</i> 0,114 0,166	<i>frei</i> 0,114 0,166	0,062			
Stab 40-49	QS 5 MSH 60 <i>ohne Abmind.</i>	EIS WIND W+EIS	<i>frei</i> 0,147 0,244	<i>frei</i> 0,147 0,244	0,058			
Stab 100-113	QS 6 HEB 200 <i>ohne Abmind.</i>	EIS WIND W+EIS	<i>frei</i> 0,437 0,525	<i>frei</i> 0,437 0,525	0,242			
Stab 1 - 4 HF 1/2" HF 7/8" DC 2x 16 ² DC 2x 25 ²	Kabel 15 Stück 0 Stück 0 Stück 0 Stück	EG			0,045			

Knotenlasten:

Knoten	Bez. u. Belegung	LF	Hx [kN]	Hy [kN]	Pz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
41,43	Sektor 1	EG			0,093			
51,53	CCI H PA65R-KE6B	EIS	<i>seitlich</i>	<i>frontal</i>	0,178			
61,63	1 Stück	WIND	0,232	0,263				
	<i>je Knoten</i>	abgemind. ¹⁾	0,232	0,263				
	<i>1 / 2 Last</i>	W+EIS	0,269	0,306				
		abgemind. ¹⁾	0,269	0,306				
		Minderung auf	100%	100%				

43	AVV / RF 1	EG			0,327	0,000	0,000
53	NEC AAU MB5452 5G 32T/32R	EIS	<i>seitlich</i>	<i>frontal</i>	0,185	0,000	0,000
63	1 Stück	WIND	0,205	0,580			
	<i>am Knoten</i>	abgemind. ²⁾	0,205	0,580			0,000
	<i>volle Last</i>	W+EIS	0,316	0,721			
		abgemind. ²⁾	0,316	0,721			0,000
		Minderung auf	100%	100%		-	-
22,32	AVV / RF 2	EG			0,340	0,000	0,000
	NEC RRU MB4604 L1900/2100/26 00	EIS	<i>seitlich</i>	<i>frontal</i>	0,161	0,000	0,000
	1 Stück	WIND	0,157	0,507			
	<i>am Knoten</i>	abgemind. ²⁾	0,157	0,507			0,000
	<i>volle Last</i>	W+EIS	0,250	0,635			
		abgemind. ²⁾	0,250	0,635			0,000
		Minderung auf	100%	100%		-	-
24,34	AVV / RF 2	EG			0,680	0,000	0,146
	NEC RRU MB4604 L1900/2100/26 00	EIS	<i>seitlich</i>	<i>frontal</i>	0,322	0,000	0,069
	2 Stück	WIND	0,314	1,014			
	<i>am Knoten</i>	abgemind. ²⁾	0,314	0,507			0,109
	<i>volle Last</i>	W+EIS	0,500	1,270			
		abgemind. ²⁾	0,500	0,635			0,136
		Minderung auf	100%	50%		-	<i>Ausmitte</i>
10	Flansch	EG			0,349		
DS _{außen}	350 mm	EIS			0,039		
DS _{innen}	168 mm						
t _{gesamt}	60 mm						
40	Flansch	EG			0,218		
DS _{außen}	280 mm	EIS			0,026		
DS _{innen}	140 mm						
t _{gesamt}	60 mm						

Hinweise: 1) 2) 3) 4) : aufgr. teilw. schräger Anströmung und gegenseitiger Windabschottungen der Anbauten erfolgt eine Minderung der Maximallast auf angegebenen Wert der entspr. Richtung
bei Abminderung auf 0% liegt das Bauteil im Windgeschützten Bereich z.B. unter Dach
F) Abmaße Flansch nur für Lastannahmen gültig! Konstruktion und Detail-Nachweise können abweichen.

A2 Iterationsschritte zu Vergleichsversion 1

Allgemeine Informationen Frilo

BAUSTOFF	:	S235	E-Modul	E =	21000	kN/cm ²	$\gamma_M=1.10$
			Schub-Modul	G =	8076.92	kN/cm ²	
			spez. Gewicht	:	7.85	kg/dm ³	

Maxwerte aus 12 vorgeg. Überlagerungen										+): mit γ_M gerechnet	
Bezeichnung: lfd.Nr Ü.Nr											
1	1	Th1:	1.35	* Lf	1	1.50	* Lf	3			
2+)	1	Th2: Nue	= 1.00		1.35	* Lf	1	1.50	* Lf	3	
3	2	Th1:	1.35	* Lf	1	1.50	* Lf	4			
4+)	2	Th2: Nue	= 1.00		1.35	* Lf	1	1.50	* Lf	4	
5	3	Th1:	1.35	* Lf	1	1.50	* Lf	2	0.90	* Lf	5
6+)	3	Th2: Nue	= 1.00		1.35	* Lf	1	1.50	* Lf	2	0.90 * Lf 5
7	4	Th1:	1.35	* Lf	1	1.50	* Lf	2	0.90	* Lf	6
8+)	4	Th2: Nue	= 1.00		1.35	* Lf	1	1.50	* Lf	2	0.90 * Lf 6
9	5	Th1:	1.00	* Lf	1	1.00	* Lf	4			
10+)	5	Th2: Nue	= 1.00		1.00	* Lf	1	1.00	* Lf	4	
11	6	Th1:	1.35	* Lf	1	1.06	* Lf	3	1.06	* Lf	4
12+)	6	Th2: Nue	= 1.00		1.35	* Lf	1	1.06	* Lf	3	1.06 * Lf 4

Iterationsschritt 0 (Ausgangssystem)

Nr	Querschnitt	Anzahl Stäbe	Länge m	Gewicht kg	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	W _y (cm ³)
1	RO 219.1X10	4	5.30	273	65.7	3598	328
2	RO 168.3X8	3	2.90	92	40.3	1297	154
3	RO 114.3X8	4	2.00	42	26.7	379	66
4	RO 88.9X5	17	29.67	307	13.2	116	26
5	QRO 60X5	10	3.80	32	10.8	54	18
6	HEB 200	14	30.20	1851	78.1	5696	570
7*	BRFL 500X25	2	0.30	29	125.0	65	52
Gesamtgewicht aller Stäbe = 2627kg				*als Fußplatte des Mastes modelliert			

Profilauslastungen (Frilo)

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.1)										$\gamma_{M0}=1.10$	
Stab Nr.	x (m)	QNr. (-)	N/Mt,ed (kN/kNm)	My/z,ed (kNm)	Vz/y,ed (kN)	QKL (-)	σ_V (N/mm ²)	τ	η (-)	Komb (-)	Nr.
1	3.000	1	9.0	0.3	0.1	1					
			0.3	-40.7	-14.5	1	125	5	0.59		4
5	0.000	2	-4.8	0.0	0.0	1					
			0.0	-14.0	8.2	1	92	4	0.43		4
13	0.500	3	-21.7	0.0	0.0	1					
			0.0	-4.1	-15.5	1	69	12	0.32		4
46	0.000	5	0.7	1.3	-3.7	1					
			0.0	0.0	0.0	1	75	8	0.35		4
111	2.800	6	-13.4	2.5	2.1	1					
			0.0	-3.9	-3.2	1	26	2	0.12		4

Stabilitätsnachweis Strebe QS 4: RO 88.9x5 (Frilo STS+)

Da die Streben stabilitätsgefährdet sind, wird für die Auslastung der Stabilitätsnachweis geführt. Im folgenden das Ergebnis der Stabilitätsuntersuchung.

x [m]	Q _{kl}	N _{Ed} [kN]	M _{y,Ed} [kNm]	M _{z,Ed} [kNm]	Gl	η
2.28	1	42.1	0.44	0.44	6.62	0.60

Verschiebungen am obersten Knoten 70 (Frilo)

VERSCHIEBUNGEN : Th. 1.Ord. ÜBERLAGERUNG Nr. 5 : 1,0g+1,0wy						
Knoten Nr.	f _x (cm)	f _y (cm)	f _z (cm)	Ph _{ix}	Ph _{iy}	Ph _{iz}
70	0.036	4.988	-0.017	-0.01205	0.00007	0.00013

Maximale Auflagerkraft (Frilo)

AUFLAGERKRÄFTE * = max/min Werte						
Knoten Nr.	A F _x (kN)	A F _y (kN)	A F _z (kN)	A M _x (kNm)	A M _y (kNm)	A M _z (kNm)
101		17.2 *	2.4 1	-5.32		

Auslastung der Dübel (Würth Dübelbemessung)**Lastfälle:**

#	Name	N _{Ed} [kN]	V _{Edv} [kN]	V _{Edw} [kN]	M _{Edv} [kNm]	M _{Edw} [kNm]	Belastungstyp
1		2,410	17,200	0,000	0,000	0,000	Normal

Zusammenfassung:

Beanspruchung	Nachweis	Ausnutzung	Status
Zug	Stahlversagen	15,91 %	nachgewiesen
Zug	Kombiniertes Versagen Herausziehen und Betonausbruch	61,23 %	nachgewiesen
Zug	Betonausbruch	80,94 %	nachgewiesen
Querkraft	Stahlversagen ohne Hebelarm	8,58 %	nachgewiesen
Querkraft	Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite (Dübelgruppe)	13,09 %	nachgewiesen
Zug/Querkraft Kombination	Interaktion (Stahlversagen)	3,27 %	nachgewiesen
Zug/Querkraft Kombination	Interaktion (Andere als Stahl)	77,56 %	nachgewiesen

Iterationsschritt 1

Nr	Querschnitt	Anzahl Stäbe	Länge m	Gewicht kg	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	W _y (cm ³)
1	RO 219.1X8	4	5.30	221	53.1	2960	270
2	RO 139.7X8	3	2.90	75	33.1	720	103
3	RO 114.3X5	4	2.00	27	17.2	257	45
4	RO 76.1X5	17	29.67	260	11.2	71	19
5	QRO 50X5	10	3.80	26	8.8	30	12
6	HEA 180	14	30.20	1074	45.3	2510	294
7*	BRFL 500X25	2	0.30	29	125.0	65	52
Gesamtgewicht aller Stäbe = 1713 kg				*als Fußplatte des Mastes modelliert			

Profilauslastungen (Frilo)

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.1)									
γM0 = 1.10									
Stab Nr.	x (m)	QNr. (-)	N/Mt,ed (kN/kNm)	My/z,ed (kNm)	Vz/y,ed (kN)	QKL (-)	σV (N/mm ²)	τ (-)	Komb Nr.
1	3.000	1	6.2	0.3	0.0	1			
			0.3	-38.9	-13.9	1	145	6	0.68
5	0.000	2	-4.4	0.0	0.0	1			
			0.0	-13.4	7.8	1	132	5	0.62
10	0.500	3	4.7	0.0	0.0	1			
			0.0	-5.0	-15.4	1	113	18	0.53
46	0.000	5	0.6	1.3	-3.5	1			
			0.0	0.0	0.0	1	109	9	0.51
111	2.800	6	-14.0	1.4	1.2	1			
			0.0	-3.8	-3.0	1	45	2	0.21

Stabilitätsnachweis Strebe QS 4: RO 76.1x5 (Frilo STS+)

Da die Streben stabilitätsgefährdet sind, wird für die Auslastung der Stabilitätsnachweis geführt. Im folgenden das Ergebnis der Stabilitätsuntersuchung.

SCHNITTGRÖSSEN * = max/min Werte							
Stab Nr.	Knoten Nr.	N (kN)	T (kNm)	Q II (kN)	M I (kNm)	Q I (kN)	M II (kNm)
22	130	-25.28 *	0.00	0.35	0.00	0.33	0.00

L [m]	x [m]	Qkl	N _{Ed} [kN]	M _{y,Ed} [kNm]	M _{z,Ed} [kNm]	Gl	η
4.55	2.28	1	25.3	0.34	0.44	6.62	0.62

Verschiebungen am obersten Knoten 70 (Frilo)

VERSCHIEBUNGEN : Th. 1.Ord. ÜBERLAGERUNG Nr. 5: 1,0g+1,0wy						
Knoten Nr.	fx (cm)	fy (cm)	fz (cm)	Phix	Phiy	Phiz
70	0.047	6.280	-0.017	-0.01583	0.00009	0.00016

Maximale Auflagerkraft (Frilo)

AUFLAGERKRÄFTE		* = max/min Werte				
Knoten	A Fx	A Fy	A Fz	A Mx	A My	A Mz
Nr.	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
101		15.4 *	4.7 3	-4.96		

Auslastung der Dübel (Würth Dübelbemessung)

#	Name	N _{Ed} [kN]	V _{Edv} [kN]	V _{Edw} [kN]	M _{Edv} [kNm]	M _{Edw} [kNm]	M _{Edw} [kNm]	Belastungstyp
1		4,730	15,400	0,000	0,000	0,000	4,960	Normal

Beanspruchung	Nachweis	Ausnutzung	Status
Zug	Stahlversagen	15,53 %	nachgewiesen
Zug	Kombiniertes Versagen Herausziehen und Betonausbruch	59,76 %	nachgewiesen
Zug	Betonausbruch	79,00 %	nachgewiesen
Querkraft	Stahlversagen ohne Hebelarm	7,68 %	nachgewiesen
Querkraft	Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite (Dübelgruppe)	11,72 %	nachgewiesen
Zug/Querkraft Kombination	Interaktion (Stahlversagen)	3,00 %	nachgewiesen
Zug/Querkraft Kombination	Interaktion (Andere als Stahl)	74,23 %	nachgewiesen

Iterationsschritt 2

Nr	Querschnitt	Anzahl Stäbe	Länge m	Gewicht kg	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	W _y (cm ³)
1	RO 219.1X8	4	5.30	221	53.1	2960	270
2	RO 139.7X5	3	2.90	48	21.2	481	69
3	RO 114.3X5	4	2.00	27	17.2	257	45
4	RO 76.1X5	17	29.67	260	6.8	14	7
5	QRO 40X5	10	3.80	20	38.8	1670	220
6	HEA 160	14	30.20	920	125.0	65	52
7*	BRFL 500X25	2	0.30	29	13.2	116	26
Gesamtgewicht aller Stäbe = 1526 kg				*als Fußplatte des Mastes modelliert			

Profilauslastungen (Frilo)

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.1)										γM0 = 1.10
Stab	x	QNr.	N/Mt,ed	My/z,ed	Vz/y,ed	QKL	σV	τ	η	Komb
Nr.	(m)	(-)	(kN/kNm)	(kNm)	(kN)	(-)	(N/mm2)	(-)	(-)	Nr.
1	3.000	1	5.7	0.3	0.0	1				
			0.3	-38.7	-13.8	1	144	6	0.68	4
5	0.000	2	-3.9	0.0	0.0	1				
			0.0	-13.4	7.7	1	196	7	0.92	4
10	0.500	3	5.2	0.0	0.0	1				
			0.0	-5.1	-15.0	1	117	18	0.55	4
46	0.000	5	0.6	1.0	-3.1	1				
			0.0	0.0	0.0	1	152	10	0.71	4
111	2.800	6	-15.4	1.1	1.0	1				
			0.0	-3.8	-3.0	1	59	2	0.27	4

Stabilitätsnachweis Strebe QS 4: RO 76.1x5 (Frilo STS+)

Da die Streben stabilitätsgefährdet sind, wird für die Auslastung der Stabilitätsnachweis geführt. Im folgenden das Ergebnis der Stabilitätsuntersuchung.

SCHNITTGRÖSSEN		* = max/min Werte					
Stab	Knoten	N	T	Q II	M I	Q I	M II
Nr.	Nr.	(kN)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kN)	(kNm)
22	130	-25.07 *	0.00	0.36	0.00	0.37	0.00

L	x	Qkl	N _{Ed}	M _{y,Ed}	M _{z,Ed}	Gl	η
[m]	[m]		[kN]	[kNm]	[kNm]		
4.55	2.28	1	25.1	0.34	0.44	6.62	0.61

Verschiebungen am obersten Knoten 70 (Frilo)

VERSCHIEBUNGEN : Th. 1.Ord. ÜBERLAGERUNG Nr. 5: 1,0g+1,0wy						
Knoten	fx	fy	fz	Phix	Phiy	Phiz
Nr.	(cm)	(cm)	(cm)			
70	0.050	7.053	-0.017	-0.01895	0.00010	0.00016

Maximale Auflagerkraft (Frilo)

AUFLAGERKRÄFTE		* = max/min Werte				
Knoten	A Fx	A Fy	A Fz	A Mx	A My	A Mz
Nr.	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
101		14.9 *	5.2 4	-5.13		

Auslastung der Dübel (Würth Dübelbemessung)

#	Name	N _{Ed}	V _{Edv}	V _{Edw}	M _{Edv}	M _{Edw}	M _{Edw}	Belastungstyp
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	
1		5,240	14,900	0,000	0,000	0,000	5,130	Normal

Beanspruchung	Nachweis	Ausnutzung	Status
Zug	Stahlversagen	16,17 %	nachgewiesen
Zug	Kombiniertes Versagen Herausziehen und Betonausbruch	62,21 %	nachgewiesen
Zug	Betonausbruch	82,23 %	nachgewiesen
Querkraft	Stahlversagen ohne Hebelarm	7,43 %	nachgewiesen
Querkraft	Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite (Dübelgruppe)	11,34 %	nachgewiesen
Zug/Querkraft Kombination	Interaktion (Stahlversagen)	3,17 %	nachgewiesen
Zug/Querkraft Kombination	Interaktion (Andere als Stahl)	77,98 %	nachgewiesen

Iterationsschritt 3 (= Vergleichsversion 1)

Nr	Querschnitt	Anzahl Stäbe	Länge m	Gewicht kg	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	W _y (cm ³)
1	RO 219.1X8	4	5.30	221	53.1	2960	270
2	RO 139.7X8	3	2.90	75	33.1	720	103
3	RO 114.3X5	4	2.00	27	17.2	257	45
4	RO 76.1X5	17	29.67	260	6.8	14	7
5	QRO 40X5	10	3.80	20	38.8	1670	220
6	HEA 160	14	30.20	920	125.0	65	52
7*	BRFL 500X25	2	0.30	29	13.2	116	26
Gesamtgewicht aller Stäbe = 1553 kg				*als Fußplatte des Mastes modelliert			

Summe aller äußeren Lasten(kN); charakteristisch			
LF	F _x	F _y	F _z
1	0.000	0.000	-19.848
2	0.000	0.000	-11.429

Profilauslastungen (Frilo)

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.1)							γ _{M0} =1.10		
Stab Nr.	x (m)	QNr. (-)	N/Mt,ed (kN/kNm)	My/z,ed (kNm)	Vz/y,ed (kN)	QKL (-)	σ _V (N/mm ²)	τ (-)	Komb Nr.
1	3.000	1	5.7	0.3	0.0	1			
			0.3	-38.7	-13.8	1	144	6	0.68 4
5	0.000	2	-4.3	0.0	0.0	1			
			0.0	-13.4	7.7	1	131	5	0.61 4
10	0.500	3	5.1	0.0	0.0	1			
			0.0	-5.1	-15.0	1	117	18	0.55 4
43	0.000	5	0.4	0.6	-1.0	1			
			-0.4	-0.2	0.6	1	137	46	0.64 12
111	2.800	6	-15.4	1.1	1.0	1			
			0.0	-3.8	-3.0	1	59	2	0.27 4

Stabilitätsnachweis Strebe QS 4: RO 76.1x5 (Frilo STS+)

Da die Streben stabilitätsgefährdet sind, wird für die Auslastung der Stabilitätsnachweis geführt. Im folgenden das Ergebnis der Stabilitätsuntersuchung.

SCHNITTGRÖSSEN		* = max/min Werte					
Stab Nr.	Knoten Nr.	N (kN)	T (kNm)	Q II (kN)	M I (kNm)	Q I (kN)	M II (kNm)
22	130	-25.15 *	0.00	0.33	0.00	0.37	0.00

L [m]	x [m]	Q _{kl}	N _{Ed} [kN]	M _{y,Ed} [kNm]	M _{z,Ed} [kNm]	G _I	η
4.55	2.28	1	25.2	0.34	0.44	6.62	0.62

Verschiebungen am obersten Knoten 70 (Frilo)

VERSCHIEBUNGEN : Th. 1.Ord. ÜBERLAGERUNG Nr. 5: 1,0g+1,0wy						
Knoten Nr.	f _x (cm)	f _y (cm)	f _z (cm)	Ph _{ix}	Ph _{iy}	Ph _{iz}
70	0.050	6.517	-0.017	-0.01668	0.00010	0.00016

Maximale Auflagerkraft (Frilo)

AUFLAGERKRÄFTE		* = max/min Werte				
Knoten	A Fx	A Fy	A Fz	A Mx	A My	A Mz
Nr.	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
101		14.80 *	5.21	-5.11		
		10.77	5.77 *	-3.86		
131	-1.88		-21.41 *		0.36	

Auslastung der Dübel (Würth Dübelbemessung)

Lastfälle:

#	Name	N _{Ed} [kN]	V _{Edv} [kN]	V _{Edw} [kN]	M _{Edu} [kNm]	M _{Edv} [kNm]	M _{Edw} [kNm]	Belastungstyp
1		5,210	14,800	0,000	0,000	0,000	5,110	Normal

Zusammenfassung:

Beanspruchung	Nachweis	Ausnutzung	Status
Zug	Stahlversagen	16,10 %	nachgewiesen
Zug	Kombiniertes Versagen Herausziehen und Betonausbruch	61,94 %	nachgewiesen
Zug	Betonausbruch	81,88 %	nachgewiesen
Querkraft	Stahlversagen ohne Hebelarm	7,38 %	nachgewiesen
Querkraft	Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite (Dübelgruppe)	11,26 %	nachgewiesen
Zug/Querkraft Kombination	Interaktion (Stahlversagen)	3,14 %	nachgewiesen
Zug/Querkraft Kombination	Interaktion (Andere als Stahl)	77,62 %	nachgewiesen

Betonpressung

Annahme B25 → C20/25 $f_{ck} = 20 \frac{N}{mm^2}$ $f_{cd} = 0,85 * \frac{20}{1,5} = 11,33 \frac{N}{mm^2} = 1,13 \frac{kN}{cm^2}$

RO 114.3x5 Lastausbreitungsfläche über 2,5 cm dicke Fußplatte: $A = \pi * \left(\frac{11,43 + 2 * 2,50}{2} \right)^2 = 212,01 \text{ cm}^2$

Aufnehmbare Druckkraft: $F = 212,01 \text{ cm}^2 * 1,13 \frac{kN}{cm^2} = 239,57 \text{ kN}$

Nachweis für Einwirkung: $21,41 \text{ kN} : \frac{21,41}{239,57} = 0,09 \leq 1,00 \rightarrow \text{Nachweis erfüllt!}$

Sicherheit gegen Abheben

Deckenplatten: 6,00m x 1,20m Dicke: 0,14m + 5 cm Estrich (22 kN/m³)

Gewicht: $25 \frac{kN}{m^3} * 6,00 * 1,20 * 0,14 + 22 \frac{kN}{m^3} * 6,00 * 1,20 * 0,05 = 33,12 \text{ kN}$

Annahme, dass halbe Deckenplatte einen Fuß trägt $0,5 * 33,12 = 16,56 \text{ kN}$

Nachweis für abhebende Last von maximal 5,77 kN: $\frac{5,77}{16,56} = 0,35 \leq 1,0 \rightarrow \text{Nachweis erfüllt!}$

A3 Betriebsfestigkeitsnachweis Vergleichsvariante 1

Ermittlung der Spannungsschwingbreite – Kerbfall am unteren Flansch

Maßgebende Überlagerung: 1,0g+1,0wy

Maßgebende Spannung:

RO 219.1x8 (unterer Flansch) $W = 270 \text{ cm}^3$	RO 139.7x8 (oberer Flansch) $W = 103 \text{ cm}^3$
$M_{\max/\min} = \pm 25,5 \text{ kNm} = \pm 2550 \text{ kNcm}$	$M_{\max/\min} = \pm 8,77 \text{ kNm} = \pm 877 \text{ kNcm}$
$\sigma_{\max/\min} = \frac{M_{\max/\min}}{W} = \pm \frac{2550}{270} = \pm 9,44 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} =$ $\pm 94,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \rightarrow \text{maßgebend!}$	$\sigma_{\max/\min} = \frac{M_{\max/\min}}{W} = \pm \frac{877}{103} = \pm 8,51 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ $= \pm 85,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Maximale/ minimale Spannung $\sigma_{\max/\min} = \frac{M_{\max/\min}}{W} = \pm \frac{2550}{270} = \pm 9,44 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = \pm 94,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Mittlere Spannung $\sigma_m = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} = \frac{94,4 + (-94,4)}{2} = 0,00 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma = 1,1 * (\sigma_{\max} - \sigma_m) = 1,1 * (94,4 - 0,00) = 103,84 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Vorwiegend ruhend beansprucht? $103,84 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \geq 15 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

→ Nein, Betriebsfestigkeitsnachweis weiterhin erforderlich.

Schadensäquivalente Anzahl der Schwingspiele für 50 Jahre nach DIN EN 1993-3-1

$N_i = 10^5 * \frac{T}{50} = 10^5 * \frac{50}{50} = 10^5$ mit T als Bemessungswert der Nutzungsdauer in Jahren

Schadensäquivalenzfaktor nach DIN EN 1993-3-1 Formel 9.3

$\lambda = \left(\frac{N}{2 \cdot 10^6} \right)^{\frac{1}{m}} = \left(\frac{10^5}{2 \cdot 10^6} \right)^{\frac{1}{3}} = 0,37$ mit $m = 3$ für $N = 10^5$ Schwingungsspiele nach Wöhler

Schadensäquivalente Spannungsschwingbreite

$\Delta\sigma_{E2} = \lambda * \Delta\sigma = 0,37 * 103,84 = 38,42 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Ermüdungsfestigkeit

Kerbfall Ringflansche: $40 \rightarrow \Delta\sigma_C = 40 \frac{N}{mm^2}$ bei $N = 2 * 10^6$

Ermüdungsfestigkeit nach Wöhlerlinie bei $N = 10^5$ Schwingspielen

$$\Delta\sigma_R = \Delta\sigma_C * \left(\frac{2 * 10^6}{10^5}\right)^{\frac{1}{3}} = 40 * \left(\frac{2 * 10^6}{10^5}\right)^{\frac{1}{3}} = 108,58 \frac{N}{mm^2}$$

Nachweis der Ermüdungsfestigkeit

γ_{Mf} -Faktor für die Ermüdungsfestigkeit bei hohen Schadensfolgen (Menschen können verletzt oder getötet werden bei Versagen) und Schadenstoleranz durch regelmäßige Inspektionen $\gamma_{Mf} = 1,15$

γ_{Ff} -Faktor für die schadensäquivalenten Spannungsschwingbreiten; Empfehlung nach DIN EN 1993-3-1 $\gamma_{Ff} = 1,00$

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_R / \gamma_{Mf}} \leq 1,0 \quad \rightarrow \quad \frac{1,00 * 38,42}{108,58 / 1,15} = 0,41 \leq 1,0 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

Nachweis der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma \leq 1,5 f_y$

$$103,84 \leq 1,5 * 235 = 352,5 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

Maximal aufnehmbare Spannung bis Ermüdungsversagen

$$\text{Maximale Spannungsschwingbreite } \max \Delta\sigma = \frac{\Delta\sigma_R}{\gamma_{Mf} * \lambda} = \frac{108,58}{1,15 * 0,37} = 255,18 \frac{N}{mm^2}$$

Maximal aufnehmbare Nennspannung (Formeln umgestellt und zusammengefasst)

$$\max \sigma = \frac{\Delta\sigma}{1,1} = \frac{255,18}{1,1} = 231,98 \frac{N}{mm^2}$$

Maximal aufnehmbares Moment für RO 219.1x8

$$\max M = \max \sigma * W = \frac{231,98}{10} * 270 = 6263 \text{ kNcm} = 62,63 \text{ kNm}$$

A4 Vergleichsvariante 2

Lastannahmen

Eigenlasten: gemäß Herstellerangaben

Sektoren	G[kN]	h [mm]	b [mm]	t [mm]	Antennentyp
Sektor 1	0,186	1707	297	196	CCI H PA65R-KE6B
Technik	G[kN]	h [mm]	b [mm]	t [mm]	Technik-Typ
AVV / RF 1	0,327	750	398	141	NEC AAU MB5452 5G 32T/32R
AVV / RF 2	0,340	607	430	133	NEC RRU MB4604 L1900/2100/2600

Eislasten: nach DIN 1055-5: Vereisungsklasse G2 mit 2cm Eisansatz allseitig mit 9kN/m³

Tragrohre und Abstr.	e[kN/m]	Formel:
QS 1	Ro 219,1 0,135	: $PI/4 \times [0,2191m \times 0,04m - (0,04m)^2] \times 9 \text{ kN/m}^3$
QS 2	Ro 139,7 0,090	: $PI/4 \times [0,1397m \times 0,04m - (0,04m)^2] \times 9 \text{ kN/m}^3$
QS 3	Ro 114,3 0,076	: $PI/4 \times [0,1143m \times 0,04m - (0,04m)^2] \times 9 \text{ kN/m}^3$
QS 4	Ro 76,1 0,054	: $PI/4 \times [0,0761m \times 0,04m - (0,04m)^2] \times 9 \text{ kN/m}^3$
QS 5	MSH 40 0,043	: $4 \times [0,04m + 0,02m] \times 0,02m \times 9 \text{ kN/m}^3$
QS 6	MSH 160 0,130	: $4 \times [0,16m + 0,02m] \times 0,02m \times 9 \text{ kN/m}^3$

Anbauten	E[kN]	Formel:
Sektor 1	0,356	: $[(1,747 \times 0,337) + (1,747 \times 0,196) + (0,297 \times 0,196)] \times 2 \times 0,02m \times 9 \text{ kN/m}^3$
AVV / RF 1	0,185	: $[(0,75+0,04) \times (0,398+0,04) \times (0,141+0,04)] - [0,75 \times 0,398 \times 0,141] \text{ m}^3 \times 9 \text{ kN/m}^3$
AVV / RF 2	0,161	: $[(0,607+0,04) \times (0,43+0,04) \times (0,133+0,04)] - [0,607 \times 0,43 \times 0,133] \text{ m}^3 \times 9 \text{ kN/m}^3$

Windlasten: gem. DIN EN 1991-1-4 (2010-12)

Beiwerte

Staudruck q_p			(Spitzengeschwindigkeitsdruck)
Kategorie	III		Geländekategorie (I - IV)
WZ	2		Windzone nach Anhang A (WZ 1-4) :
	41,95	[m]	Max. Höhe ATK ü. Gelände (Mastspitze)
	2,5	[m]	Abstand Ant.-Schwerpunkt - Mastspitze
	337,00	[m]	Höhe über NN (alle Ant. gleich)
	5,53	[kN]	Summe aller Anbaulasten am ATK
q_p	0,955	[kN/m ²]	
Windgeschwindigkeit v entspr. h_{ATK}			mit $q_p = v_p^2 / 1600$ (v in m/s)
v	140,72	[km/h]	$v_p = 40 \times \text{Wurzel}(q_p) \times 3,6$

Strukturbeiwert

C_{sC_d}	1,335
------------	-------

Aerodyn. Kraftbeiwerte c_{fi}, $c_{f,0,Rohr}$	Beiwerte für die Ermittlung der statischen Ersatzlast FW , (Auswahl)	
Aerodyn. Grundkraftbeiwert $c_{f,0,Rohr}$	nach DIN EN 1991-1-4 bzw. 4131	
Rohr	0,794	siehe Staudruckermittlung unter Abschnitt 2.2
Rohre	1,00	Maxwert für alle dm gleich angenommen, sichere Seite
Rohr m. Kab.	0,75	DIN 4131, Tab. A2, (Rohr im Windschatten d. Kabel)
I- Profile	2,00	DIN EN 1991-1-4, NA, Tab. NA.2, S.10-11
QH- Profile	1,61	DIN EN 1991-1-4, Bild 7.23, 7.24 (b/d= 1, ca.10%ige Eckabrundg. angen.)
Ant. Zubehör	1,51	DIN EN 1991-1-4, Bild 7.23, 7.24 (b/d= 1, ca.15%ige Eckabrundg. angen.)
Kabel	1,20	DIN 4131, Tab. A2, (für einzelne Kabel in Rohrnähe)

Angriffsflächen ohne Eisbesatz || mit Eisbesatz ||

	frontal	seitlich	frontal	seitlich	
A Sektor 1	0,507	0,335	0,589	0,412	[m ²]
A AVV / RF 1	0,299	0,106	0,346	0,143	[m ²]
A AVV / RF 2	0,261	0,081	0,304	0,112	[m ²]

Zusammenfassung der Windlasten ohne Eisbesatz (max. Werte)

auf Antennentragrohre und Abstreibungen in kN/m				Eingabewerte nach DIN 4131, Fo. A11:		
	frei	mit Kab	Kab/Lei	Kab/Lei	:cscd * qw * [(cf,0* D)+ (cfi*bKabel)+ (cfi*bLei.)]	
			Lei. frontal	Lei. seitr.		Kabelbreite
Ro 219,1	0,279	0,356			1/2" dreifach	6x frontal 0,096 m
Ro 139,7	0,178	0,280			1/2" dreifach	6x frontal 0,096 m
Ro 114,3	0,146					0,000 m
Ro 76,1	0,097					0,000 m
MSH 40	0,097					0,000 m
MSH 160	0,388					0,000 m

auf Anbauten in kN			
v ₀ [km/h]	frontal	seitlich	rück-seit.

161 0,512 0,451 0,510

Werte aus Datenblatt CCI H PA65R-KE6B

Verhältniswert d. Windgeschwind. v_{w1} entspr. h_{ATK}

0,764

$$v_{w1} = (v / v_0)^2$$

Sektor 1	0,522	0,460	0,520
-----------------	-------	-------	-------

Werte aus Datenblatt CCI H PA65R-KE6B x v_{w1} x cscd

Technik			
AVV / RF 1	0,575	0,204	
AVV / RF 2	0,503	0,155	

mit c_{f0} = 1,51 und c_{sCd}, s. vorn

mit c_{f0} = 1,51 und c_{sCd}, s. vorn

Überlagerungen für Maximalwerte nach Frilo RSX

Maxwerte aus 12 vorgeg. Überlagerungen										+): mit γM gerechnet							
Bezeichnung: lfd.Nr Ü.Nr																	
1	1	Th1:	1.35	*	Lf	1	1.50	*	Lf	3							
2+)	1	Th2: Nue	=	1.00		1.35	*	Lf	1	1.50	*	Lf	3				
3	2	Th1:	1.35	*	Lf	1	1.50	*	Lf	4							
4+)	2	Th2: Nue	=	1.00		1.35	*	Lf	1	1.50	*	Lf	4				
5	3	Th1:	1.35	*	Lf	1	1.50	*	Lf	2	0.90	*	Lf	5			
6+)	3	Th2: Nue	=	1.00		1.35	*	Lf	1	1.50	*	Lf	2	0.90	*	Lf	5
7	4	Th1:	1.35	*	Lf	1	1.50	*	Lf	2	0.90	*	Lf	6			
8+)	4	Th2: Nue	=	1.00		1.35	*	Lf	1	1.50	*	Lf	2	0.90	*	Lf	6
9	5	Th1:	1.00	*	Lf	1	1.00	*	Lf	4							
10+)	5	Th2: Nue	=	1.00		1.00	*	Lf	1	1.00	*	Lf	4				
11	6	Th1:	1.35	*	Lf	1	1.06	*	Lf	3	1.06	*	Lf	4			
12+)	6	Th2: Nue	=	1.00		1.35	*	Lf	1	1.06	*	Lf	3	1.06	*	Lf	4

Maximalwerte Profilauslastung nach Frilo RSX

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.1)										$\gamma_{M0}=1.10$	
Stab	x	QNr.	N/Mt,ed	My/z,ed	Vz/y,ed	QKL	σ_V	τ	η	Komb	
Nr.	(m)	(-)	(kN/kNm)	(kNm)	(kN)	(-)	(N/mm ²)	(-)	(-)	Nr.	
2	0.000	1	-9.2	0.3	0.0	1					
			0.3	-38.5	12.5	1	144	5	0.68	4	
5	0.000	2	-4.3	0.0	0.0	1					
			0.0	-13.3	7.7	1	130	5	0.61	4	
13	0.500	3	-16.5	0.0	0.0	1					
			0.0	-4.2	-12.1	1	104	14	0.49	4	
51	0.000	5	0.4	0.6	-1.0	1					
			-0.4	-0.2	0.6	1	136	46	0.64	12	
60	1.706	6	-2.0	-2.4	-0.4	1					
			1.4	15.8	8.9	1	81	8	0.38	4	

Stabilitätsnachweis Strebe QS 4: RO 76.1x5 (Frilo STS+)

Da die Streben stabilitätsgefährdet sind, wird für die Auslastung der Stabilitätsnachweis geführt. Im folgenden das Ergebnis der Stabilitätsuntersuchung.

SCHNITTGRÖSSEN								* = max/min Werte	
Stab	Knoten	N	T	Q II	M I	Q I	M II		
Nr.	Nr.	(kN)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kN)	(kNm)		
22	230	-25.69 *	0.00	0.03	0.00	-0.10	0.00		

L	x	Qkl	N _{Ed}	M _{y,Ed}	M _{z,Ed}	Gl	η
[m]	[m]		[kN]	[kNm]	[kNm]		
4.55	2.28	1	25.7	0.44	0.44	6.62	0.64

Auflager

AUFLAGERKRÄFTE		* = max/min Werte				
Knoten Nr.	A Fx (kN)	A Fy (kN)	A Fz (kN)	A Mx (kNm)	A My (kNm)	A Mz (kNm)
101		12.1 *	5.62	-4.38		
		8.69	6.16 *	-3.37		
231		10.15	-17.47 *	-3.53		

Betonpressung

Annahme B25 → C20/25 $f_{ck} = 20 \frac{N}{mm^2}$ $f_{cd} = 0,85 * \frac{20}{1,5} = 11,33 \frac{N}{mm^2} = 1,13 \frac{kN}{cm^2}$

RO 114.3x5 Lastausbreitungsfläche über 2,5 cm dicke Fußplatte: $A = \pi * \left(\frac{11,43+2*2,50}{2} \right)^2 = 212,01 \text{ cm}^2$

Aufnehmbare Druckkraft: $F = 212,01 \text{ cm}^2 * 1,13 \frac{kN}{cm^2} = 239,57 \text{ kN}$

Nachweis für Einwirkung: 17,47 kN: $\frac{17,47}{239,57} = 0,07 \leq 1,00 \rightarrow$ Nachweis erfüllt!

Sicherheit gegen Abheben

Deckenplatten: 6,00m x 1,20m Dicke: 0,14m + 5 cm Estrich (22 kN/m³)

Gewicht: $25 \frac{kN}{m^3} * 6,00 * 1,20 * 0,14 + 22 \frac{kN}{m^3} * 6,00 * 1,20 * 0,05 = 33,12 \text{ kN}$

Annahme, dass halbe Deckenplatte einen Fuß trägt $0,5 * 33,12 = 16,56 \text{ kN}$

Nachweis für abhebende Last von maximal 6,16 kN: $\frac{6,16}{16,56} = 0,37 \leq 1,0 \rightarrow$ Nachweis erfüllt!

Dübelauslastung mit Würth Dübelbemessung

Lastfälle:

#	Name	N _{Ed} [kN]	V _{Edv} [kN]	V _{Edw} [kN]	M _{Edv} [kNm]	M _{Edw} [kNm]	M _{Edw} [kNm]	Belastungstyp
1		5,620	12,100	0,000	0,000	0,000	4,380	Normal

Zusammenfassung:

Beanspruchung	Nachweis	Ausnutzung	Status
Zug	Stahlversagen	14,23 %	nachgewiesen
Zug	Kombiniertes Versagen Herausziehen und Betonausbruch	54,75 %	nachgewiesen
Zug	Betonausbruch	72,37 %	nachgewiesen
Querkraft	Stahlversagen ohne Hebelarm	6,03 %	nachgewiesen
Querkraft	Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite (Dübelgruppe)	9,21 %	nachgewiesen
Zug/Querkraft Kombination	Interaktion (Stahlversagen)	2,39 %	nachgewiesen
Zug/Querkraft Kombination	Interaktion (Andere als Stahl)	64,36 %	nachgewiesen

Gebrauchstauglichkeit

Antennenauslenkung

VERSCHIEBUNGEN : Th. 1.Ord. ÜBERLAGERUNG Nr. 5 : 1,0g+1,0wy						
Knoten Nr.	fx (cm)	fy (cm)	fz (cm)	Phix	Phiy	Phiz
70	0.047	6.249	-0.018	-0.01533	0.00013	0.00019

Knoten-Nr.: 70		X-Konstruktion					
ϕx	ϕy	ϕz	ϕ gesamt		α		zul α
0,01533	0,00013	0,00019	0,01530		0,88 °	<	1,00 °

Dynamik

Betriebsfestigkeit

Moment: $M_x = 25,40 \text{ kNm}$

Maximal aufnehmbares Moment

$M_{max} = 62,63 \text{ kNm}$ (Nach A3)

Nachweis als Momentenvergleich:

(möglich durch gleichen Querschnitt)

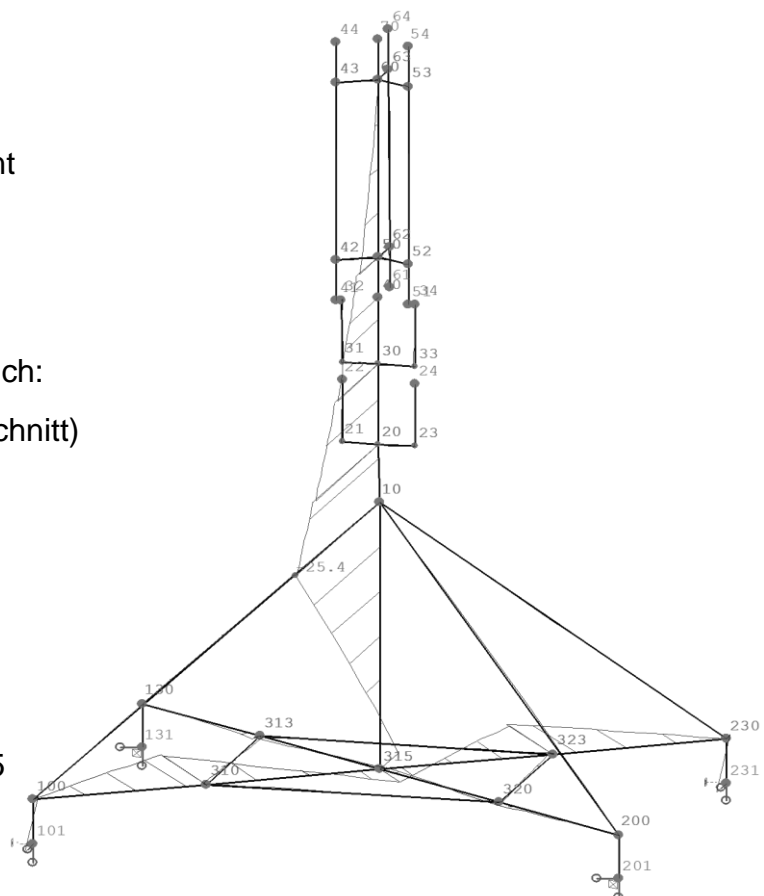
$$\frac{M_x}{M_{max}} = \frac{25,40}{62,63} = 0,41 \leq 1,00$$

Nachweis erfüllt!

Abbildung rechts:

Schnittkraftverlauf M_x von LF5

Wind aus Y-Richtung



A5 Vergleichsvariante 3

Lastannahmen

Eigenlasten: gemäß Herstellerangaben

Sektoren	G[kN]	h [mm]	b [mm]	t [mm]	Antennentyp
Sektor 1	0,186	1707	297	196	CCI H PA65R-KE6B
Technik	G[kN]	h [mm]	b [mm]	t [mm]	Technik-Typ
AVV / RF 1	0,327	750	398	141	NEC AAU MB5452 5G 32T/32R
AVV / RF 2	0,340	607	430	133	NEC RRU MB4604 L1900/2100/2600

Eislasten: nach DIN 1055-5: Vereisungsklasse G2 mit 2cm Eisansatz allseitig mit 9kN/m³

Tragrohre und Abstr.	e[kN/m]	Formel:
QS 1	Ro 219,1 0,135	: $PI/4 \times [0,2191m \times 0,04m - (0,04m)^2] \times 9 \text{ kN/m}^3$
QS 2	Ro 139,7 0,090	: $PI/4 \times [0,1397m \times 0,04m - (0,04m)^2] \times 9 \text{ kN/m}^3$
QS 3	Ro 114,3 0,076	: $PI/4 \times [0,1143m \times 0,04m - (0,04m)^2] \times 9 \text{ kN/m}^3$
QS 4	Ro 76,1 0,054	: $PI/4 \times [0,0761m \times 0,04m - (0,04m)^2] \times 9 \text{ kN/m}^3$
QS 5	MSH 40 0,043	: $4 \times [0,04m + 0,02m] \times 0,02m \times 9 \text{ kN/m}^3$
QS 6	HEA 160 0,197	: $\{2 \times [0,16m + 0,04m] + 2 \times [0,154m + 0,04m] + 2 \times 0,152m\} \times 0,02m \times 9 \text{ kN/m}^3$
QS 7	Ro 88,9 0,062	: $PI/4 \times [0,0889m \times 0,04m - (0,04m)^2] \times 9 \text{ kN/m}^3$

Anbauten	E[kN]	Formel:
Sektor 1	0,356	: $[(1,747 \times 0,337) + (1,747 \times 0,196) + (0,297 \times 0,196)] \times 2 \times 0,02m \times 9 \text{ kN/m}^3$
AVV / RF 1	0,185	: $[(0,75+0,04) \times (0,398+0,04) \times (0,141+0,04)] - [0,75 \times 0,398 \times 0,141] \text{ m}^3 \times 9 \text{ kN/m}^3$
AVV / RF 2	0,161	: $[(0,607+0,04) \times (0,43+0,04) \times (0,133+0,04)] - [0,607 \times 0,43 \times 0,133] \text{ m}^3 \times 9 \text{ kN/m}^3$

Windlasten: gem. DIN EN 1991-1-4 (2010-12)

Beiwerte

Staudruck q_p	(Spitzengeschwindigkeitsdruck)	
Kategorie	III	Geländekategorie (I - IV)
WZ	2	Windzone nach Anhang A (WZ 1-4) :
	41,95 [m]	Max. Höhe ATK ü. Gelände (Mastspitze)
	2,5 [m]	Abstand Ant.-Schwerpunkt - Mastspitze
	337,00 [m]	Höhe über NN (alle Ant. gleich)
	5,53 [kN]	Summe aller Anbaulasten am ATK
q_p	0,955 [kN/m²]	

Windgeschwindigkeit v entspr. h_{ATK}	mit $q_p = v_p^2 / 1600$ (v in m/s)	
v	140,72 [km/h]	$v_p = 40 \times \text{Wurzel}(q_p) \times 3,6$

Strukturbeiwert	
$C_s C_d$	1,319

Aerodyn. Kraftbeiwerte c_{fi} , $c_{f,0,Rohr}$ Beiwerte für die Ermittlung der statischen Ersatzlast F_W (Auswahl)**Aerodyn. Grundkraftbeiwert $c_{f,0,Rohr}$**

nach DIN EN 1991-1-4 bzw. 4131

Rohr 0,794

siehe Staudruckermittlung unter Abschnitt 2.2

Rohre 1,00

Maxwert für alle dm gleich angenommen, sichere Seite

Rohr m. Kab. 0,75

DIN 4131, Tab. A2, (Rohr im Windschatten d. Kabel)

I- Profile 2,00

DIN EN 1991-1-4, NA, Tab. NA.2, S.10-11

QH- Profile 1,61

DIN EN 1991-1-4, Bild 7.23, 7.24 (b/d= 1, ca.10%ige Eckabrundg. angen.)

Ant. Zubehör 1,51

DIN EN 1991-1-4, Bild 7.23, 7.24 (b/d= 1, ca.15%ige Eckabrundg. angen.)

Kabel 1,20

DIN 4131, Tab. A2, (für einzelne Kabel in Rohrnähe)

Angriffsflächen ohne Eisbesatz || mit Eisbesatz ||

	frontal	seitlich	frontal	seitlich	
A Sektor 1	0,507	0,335	0,589	0,412	[m ²]
A AVV / RF 1	0,299	0,106	0,346	0,143	[m ²]
A AVV / RF 2	0,261	0,081	0,304	0,112	[m ²]

Zusammenfassung der Windlasten ohne Eisbesatz (max. Werte)**auf Antennentragrohre und Abstreibungen in kN/m**

Eingabewerte nach DIN 4131, Fo.

A11:

:cscd * q_w * [(c_{f,0}* D)+ (c_{fi}*bKabel)+ (c_{fi}*bLei.)]

	frei	mit Kab	Kab/Lei Lei. frontal	Kab/Lei Lei. seitr.		Kabelbreite
Ro 219,1	0,276	0,352			1/2" dreifach	6x frontal 0,096 m
Ro 139,7	0,176	0,277			1/2" dreifach	6x frontal 0,096 m
Ro 114,3	0,144					0,000 m
Ro 76,1	0,096					0,000 m
MSH 40	0,096					0,000 m
HEA 160	0,325					0,000 m
Ro 88,9	0,112					0,000 m

auf Anbauten in kN

v _o [km/h]	frontal	seitlich	rückseit.
-----------------------	---------	----------	-----------

161 0,512 0,451 0,510

Werte aus Datenblatt CCI H PA65R-KE6B

Verhältniswert d. Windgeschwind. v_{w1} entspr. h_{ATK}

0,764

$$v_{w1} = (v / v_0)^2$$

Sektor 1 0,516 0,454 0,514

Werte aus Datenblatt CCI H PA65R-KE6B x v_{w1} x cscd**Technik**

AVV / RF 1 0,568 0,201

mit c_{f0} = 1,51 und c_{sCd}, s. vorn

AVV / RF 2 0,496 0,154

mit c_{f0} = 1,51 und c_{sCd}, s. vorn

Überlagerungen für Maximalwerte

Maxwerte aus 15 vorgeg. Überlagerungen									
Bezeichnung: lfd.Nr Ü.Nr									
1	1	Th1:	1.35	* Lf	1	1.50	* Lf	3	
2+)	1	Th2: Nue	= 1.00	1.35	* Lf	1	1.50	* Lf	3
3	2	Th1:	1.35	* Lf	1	1.50	* Lf	4	
4+)	2	Th2: Nue	= 1.00	1.35	* Lf	1	1.50	* Lf	4
5	3	Th1:	1.35	* Lf	1	1.50	* Lf	2	0.90 * Lf 5
6+)	3	Th2: Nue	= 1.00	1.35	* Lf	1	1.50	* Lf	2 0.90 * Lf 5
7	4	Th1:	1.35	* Lf	1	1.50	* Lf	2	0.90 * Lf 6
8+)	4	Th2: Nue	= 1.00	1.35	* Lf	1	1.50	* Lf	2 0.90 * Lf 6
9	5	Th1:	1.00	* Lf	1	1.00	* Lf	3	
10	6	Th1:	1.35	* Lf	1	1.06	* Lf	3	1.06 * Lf 4
11+)	6	Th2: Nue	= 1.00	1.35	* Lf	1	1.06	* Lf	3 1.06 * Lf 4
12	7	Th1:	1.35	* Lf	1	-1.50	* Lf	3	
13+)	7	Th2: Nue	= 1.00	1.35	* Lf	1	-1.50	* Lf	3
14	8	Th1:	1.35	* Lf	1	-1.50	* Lf	4	
15+)	8	Th2: Nue	= 1.00	1.35	* Lf	1	-1.50	* Lf	4

Maximalwerte Profilauslastung

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.1)									
γM0 = 1.10									
Stab Nr.	x (m)	QNr. (-)	N/Mt,ed (kN/kNm)	My/z,ed (kNm)	Vz/y,ed (kN)	QKL (-)	σV (N/mm ²)	τ (-)	η Komb Nr.
2	0.000	1	-9.2	0.3	0.0	1			
			-0.3	38.5	-12.4	1	144	5	0.68 15
5	0.000	2	-4.3	0.0	0.0	1			
			0.0	13.2	-7.6	1	129	5	0.60 15
10	0.000	3	-27.1	0.0	0.0	1			
			0.0	6.6	-13.0	1	161	15	0.76 4
23	0.000	4	-0.5	0.0	0.0	1			
			-0.2	0.7	-0.9	1	37	6	0.17 15
41	0.000	5	0.4	0.6	-1.0	1			
			-0.4	-0.2	0.6	1	135	45	0.63 11
50	3.230	6	7.0	4.1	2.0	1			
			0.0	-0.8	-1.0	1	31	3	0.15 11

Stabilitätsnachweis Strebe QS 7: RO 88.9x5 (Frilo)

Da die Streben stabilitätsgefährdet sind, wird für die Auslastung der Stabilitätsnachweis geführt. Im folgenden das Ergebnis der Stabilitätsuntersuchung.

SCHNITTGRÖSSEN * = max/min Werte							
Stab Nr.	Knoten Nr.	N (kN)	T (kNm)	Q II (kN)	M I (kNm)	Q I (kN)	M II (kNm)
20	100	-35.14 *	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00

L [m]	x [m]	Qkl	N _{Ed} [kN]	M _{y,Ed} [kNm]	M _{z,Ed} [kNm]	Gl	η
4.41	2.21	1	35.1	0.41	0.41	6.62	0.48

Auflager

AUFLAGERKRÄFTE		* = max/min Werte				
Knoten	A Fx	A Fy	A Fz	A Mx	A My	A Mz
Nr.	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
101	0,04	-9,52*	10,97			
	-0.02	12.42	-29.57*			

Betonpressung

Annahme B25 → C20/25 $f_{ck} = 20 \frac{N}{mm^2}$ $f_{cd} = 0,85 * \frac{20}{1,5} = 11,33 \frac{N}{mm^2} = 1,13 \frac{kN}{cm^2}$

RO 114.3x5 Lastausbreitungsfläche über 2,5 cm dicke Fußplatte: $A = \pi * \left(\frac{11,43 + 2 * 2,50}{2} \right)^2 = 212,01 \text{ cm}^2$

Aufnehmbare Druckkraft: $F = 212,01 \text{ cm}^2 * 1,13 \frac{kN}{cm^2} = 239,57 \text{ kN}$

Nachweis für Einwirkung: 29,57 kN: $\frac{29,57}{239,57} = 0,12 \leq 1,00 \rightarrow \text{Nachweis erfüllt!}$

Sicherheit gegen Abheben

Deckenplatten: 6,00m x 1,20m Dicke: 0,14m + 5 cm Estrich (22 kN/m³)

Gewicht: $25 \frac{kN}{m^3} * 6,00 * 1,20 * 0,14 + 22 \frac{kN}{m^3} * 6,00 * 1,20 * 0,05 = 33,12 \text{ kN}$

Annahme, dass halbe Deckenplatte einen Fuß trägt $0,5 * 33,12 = 16,56 \text{ kN}$

Nachweis für abhebende Last von maximal 10,97 kN: $\frac{10,97}{16,56} = 0,66 \leq 1,0 \rightarrow \text{Nachweis erfüllt!}$

Dübelauslastung mit Würth Dübelbemessung

Lastfälle:

#	Name	N _{Ed} [kN]	V _{Edv} [kN]	V _{Edw} [kN]	M _{Edv} [kNm]	M _{Edw} [kNm]	M _{Edw} [kNm]	Belastungstyp
1		10,970	9,520	0,040	0,000	0,020	4,760	Normal

Zusammenfassung:

Beanspruchung	Nachweis	Ausnutzung	Status
Zug	Stahlversagen	16,74 %	nachgewiesen
Zug	Kombiniertes Versagen Herausziehen und Betonausbruch	64,42 %	nachgewiesen
Zug	Betonausbruch	85,16 %	nachgewiesen
Querkraft	Stahlversagen ohne Hebelarm	4,75 %	nachgewiesen
Querkraft	Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite (Dübelgruppe)	7,24 %	nachgewiesen
Zug/Querkraft Kombination	Interaktion (Stahlversagen)	3,03 %	nachgewiesen
Zug/Querkraft Kombination	Interaktion (Andere als Stahl)	77,00 %	nachgewiesen

Gebrauchstauglichkeit

Antennenauslenkung

VERSCHIEBUNGEN : Th. 1.Ord. ÜBERLAGERUNG Nr. 5 : 1,0g+1,0wy						
Knoten Nr.	fx (cm)	fy (cm)	fz (cm)	Phix	Phiy	Phiz
70	3.992	-0.023	-0.016	0.00005	0.01025	0.00015

Knoten-Nr.:	70	Dreifuß			
ϕ x	ϕ y	ϕ z	ϕ gesamt	α	zul α
0,00005	0,01025	0,00022	0,01025	<u>0,59 °</u>	<u>1,00 °</u>
				<	

Dynamik

Ermüdungsfestigkeit

Moment: $M_x = 17,60 \text{ kNm}$

Maximal aufnehmbares Moment

$M_{max} = 62,63 \text{ kNm}$ (Nach A3)

Nachweis als Momentenvergleich:

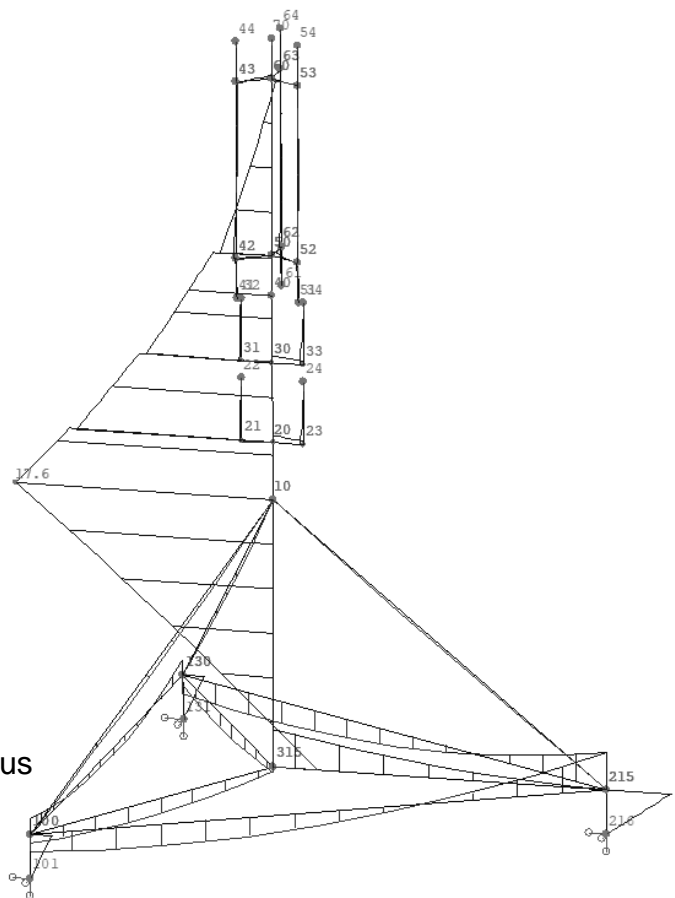
(möglich durch gleichen Querschnitt)

$$\frac{M_x}{M_{max}} = \frac{17,60}{62,63} = 0,28 \leq 1,00$$

Nachweis erfüllt!

Abbildung rechts:

Schnittkraftverlauf M_x von LF5 Wind aus
Y-Richtung



A6 Interpolationsrechnung der Punktbewertung

Formel: $P = \left| P_0 + \frac{P_1 - P_0}{E_1 - E_0} * (E - E_0) \right| = \left| \frac{P_1}{E_1 - E_0} * (E - E_0) \right| \quad \text{mit } P_0 = 0$

Im Folgenden steht V1, V2 und V3 für die einzelnen Vergleichsvarianten 1, 2 und 3.

Legende

P	Punktzahl
P_0	Niedrigste Punktzahl (= 0 Punkte)
P_1	Punkthöchstwert der Eigenschaft
E	Zu bewertender Wert der Eigenschaft
E_0	Wert der Eigenschaft für 0 Punkte
E_1	Wert der Eigenschaft für Punkthöchstwert

Stahlverbrauch

15 Punkte: 2627 kg; 0 Punkte: 1190 kg Konstruktionsgewicht

$$V1: \quad P = \left| \frac{15}{1190 - 2627} * (1553 - 2627) \right| \approx 11$$

$$V2: \quad P = \left| \frac{15}{1190 - 2627} * (1190 - 2627) \right| = 15$$

$$V3: \quad P = \left| \frac{15}{1190 - 2627} * (1381 - 2627) \right| \approx 13$$

Profilauslastung

10 Punkte: 80 %; 0 Punkte: 0 % Auslastung

$$V1: \quad \text{durchschnittliche Auslastung: } \frac{68+61+55+62+64+27}{6} = 56,17 \%$$

$$P = \left| \frac{10}{80-0} * (56,17 - 0) \right| \approx 7$$

$$V2: \quad \text{durchschnittliche Auslastung: } \frac{68+61+49+64+64+38}{6} = 57,33 \%$$

$$P = \left| \frac{10}{80-0} * (57,33 - 0) \right| \approx 7$$

$$V3: \quad \text{durchschnittliche Auslastung: } \frac{68+60+76+48+17+63+15}{7} = 49,57 \%$$

$$P = \left| \frac{10}{80-0} * (49,57 - 0) \right| \approx 6$$

Dübelauslastung

10 Punkte: 70 %; 0 Punkte: 95 % Auslastung

$$V1: P = \left| \frac{10}{70-95} * (82 - 95) \right| \approx 5$$

$$V2: P = \left| \frac{10}{70-95} * (72 - 95) \right| \approx 9$$

$$V3: P = \left| \frac{10}{70-95} * (85 - 95) \right| = 4$$

Antennenauslenkung

5 Punkte: 0,50°; 0 Punkte: 1,00° Auslenkung

$$V1: P = \left| \frac{5}{0,50-1,00} * (0,96 - 1,00) \right| \approx 0$$

$$V2: P = \left| \frac{5}{0,50-1,00} * (0,88 - 1,00) \right| \approx 1$$

$$V3: P = \left| \frac{5}{0,50-1,00} * (0,59 - 1,00) \right| \approx 4$$

Korrosionsschutz

5 Punkte: 100 %; 0 Punkte: 0 % längenmäßiger Anteil offener Profile

$$V1: \text{Anteil: } \frac{30,20}{5,30+2,90+2,00+29,67+3,80+30,20} \approx 41 \%$$

$$P = \left| \frac{5}{1,00-0,00} * (0,41 - 0,00) \right| \approx 2$$

$$V2: \text{Anteil: } \frac{0}{5,30+2,90+2,00+39,18+3,80+13,65} = 0 \%$$

$$P = \left| \frac{5}{1,00-0,00} * (0,0 - 0,00) \right| = 0$$

$$V3: \text{Anteil: } \frac{26,50}{5,30+2,90+1,50+13,23+11,50+3,80+26,50} \approx 41 \%$$

$$P = \left| \frac{5}{1,00-0,00} * (0,41 - 0,00) \right| \approx 2$$

Lasteinleitung

5 Punkte: 0 %; 0 Punkte: 100% Auslastung Nachweis gegen Abheben

$$V1: \quad P = \left| \frac{5}{0-100} * (35 - 100) \right| \approx 3$$

$$V2: \quad P = \left| \frac{5}{0-100} * (37 - 100) \right| \approx 3$$

$$V3: \quad P = \left| \frac{5}{0-100} * (66 - 100) \right| \approx 2$$

Betriebsfestigkeit

5 Punkte: 0 %; 0 Punkte: 100% Auslastung Betriebsfestigkeit

$$V1: \quad P = \left| \frac{5}{0-100} * (41 - 100) \right| \approx 3$$

$$V2: \quad P = \left| \frac{5}{0-100} * (41 - 100) \right| \approx 3$$

$$V3: \quad P = \left| \frac{5}{0-100} * (28 - 100) \right| \approx 4$$

Eigenfrequenz

5 Punkte: 3,18 Hz; 0 Punkte: 2,00 Hz Eigenfrequenz

$$V1: \quad P = \left| \frac{5}{3,18-2,00} * (2,85 - 2,00) \right| \approx 4$$

$$V2: \quad P = \left| \frac{5}{3,18-2,00} * (2,97 - 2,00) \right| \approx 4$$

$$V3: \quad P = \left| \frac{5}{3,18-2,00} * (3,04 - 2,00) \right| \approx 4$$

Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre an Eides statt,

dass ich die vorliegende Arbeit selbständig und nur unter Verwendung der angegebenen Quellen und Hilfsmittel angefertigt habe.

Die aus fremden Quellen direkt oder indirekt übernommenen Stellen sind als solche kenntlich gemacht.

Die Zustimmung des/der beteiligten Unternehmen/s zur Verwendung betrieblicher Unterlagen habe ich eingeholt.

Die Arbeit wurde bisher in gleicher oder ähnlicher Form weder veröffentlicht noch einer anderen Prüfungsbehörde/-stelle vorgelegt.

Meißner, Lukas

Name, Vorname (Verfassender)

Glauchau, 13.08.2025

Ort, Datum (Abgabetermin)

.....

Unterschrift (Verfassender)