

Projekt	Friedrich-Ludwig-Jahn-Sportpark - 2. Bauabschnitt - Neubau Stadion	Maßnahmenn	
Generalplanung			
Fachbereich	Tragwerksplanung		Stand: November 2025
Fachplaner			

GENEHMIGUNGSSTATIK ZUR LEISTUNGSPHASE 4

Bauvorhaben:

Friedrich-Ludwig-Jahn-Sportpark

2 Bauabschnitt – Neubau Stadion

Cantianstraße 24

10437 Berlin

Bauherr:

Land Berlin, vertreten durch Landesverwaltung

für Stadtentwicklung, Bauen und Wohnen

Abteilung V D Inneres, Sport und Justiz, V D 19 ÜPM Sport

Fehrbelliner Platz 4

10707 Berlin

Auftraggeber:

Projekt-Nr.:

Datum:

November 2025

aufgestellt:

Projekt-Nr.: [REDACTED]

Position: **0.TB**

Projektname: **Friedrich-Ludwig-Jahn-Sportpark, Berlin - 2. BA Neubau Stadion** BT: **X**

STATISCHE BERECHNUNG

KAPITEL 0 - VORBEMERKUNGEN

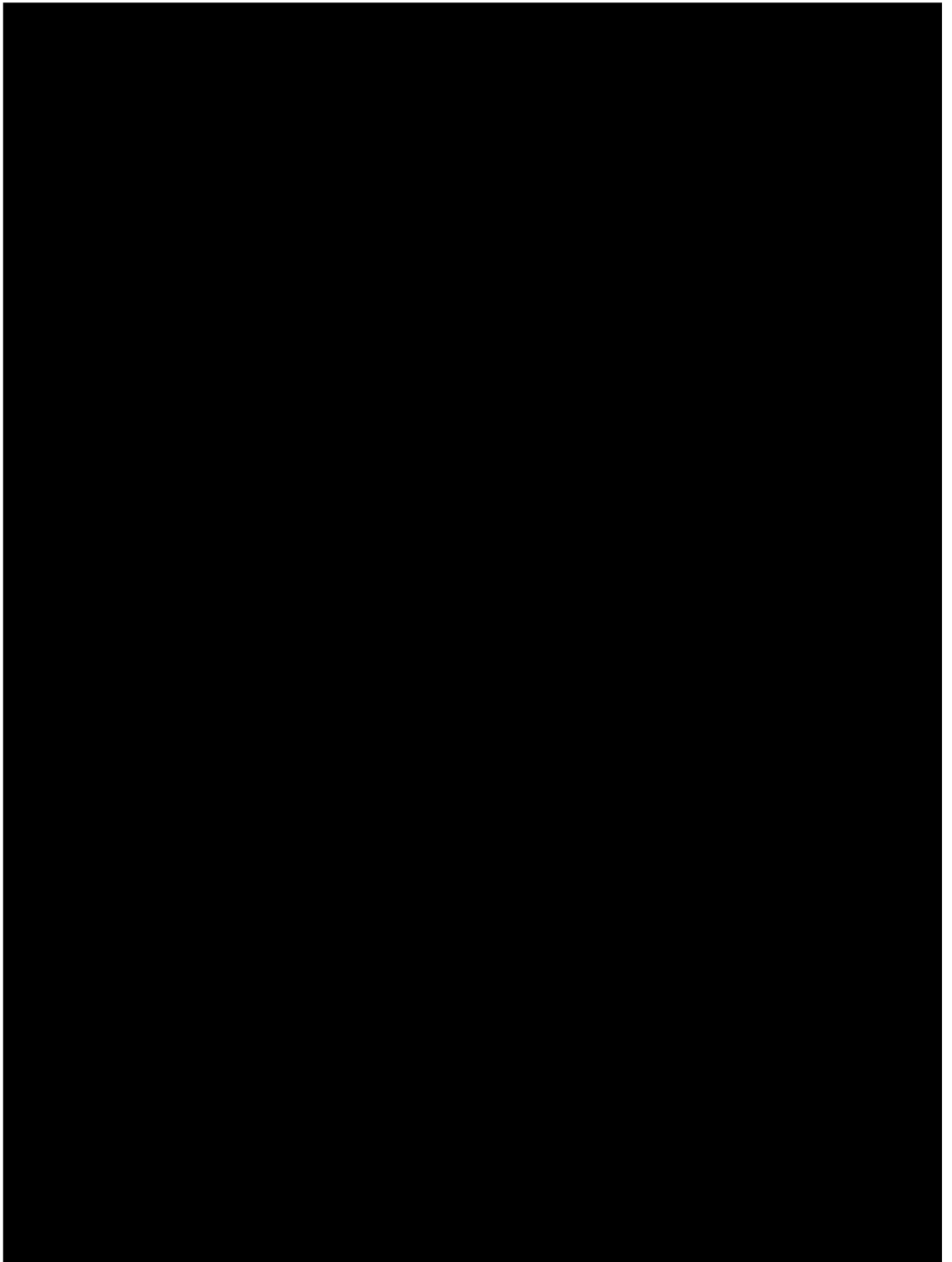
Bauvorhaben: Friedrich-Ludwig-Jahn-Sportpark, Berlin - 2. BA Neubau Stadion
Cantianstraße 24
10437 Berlin

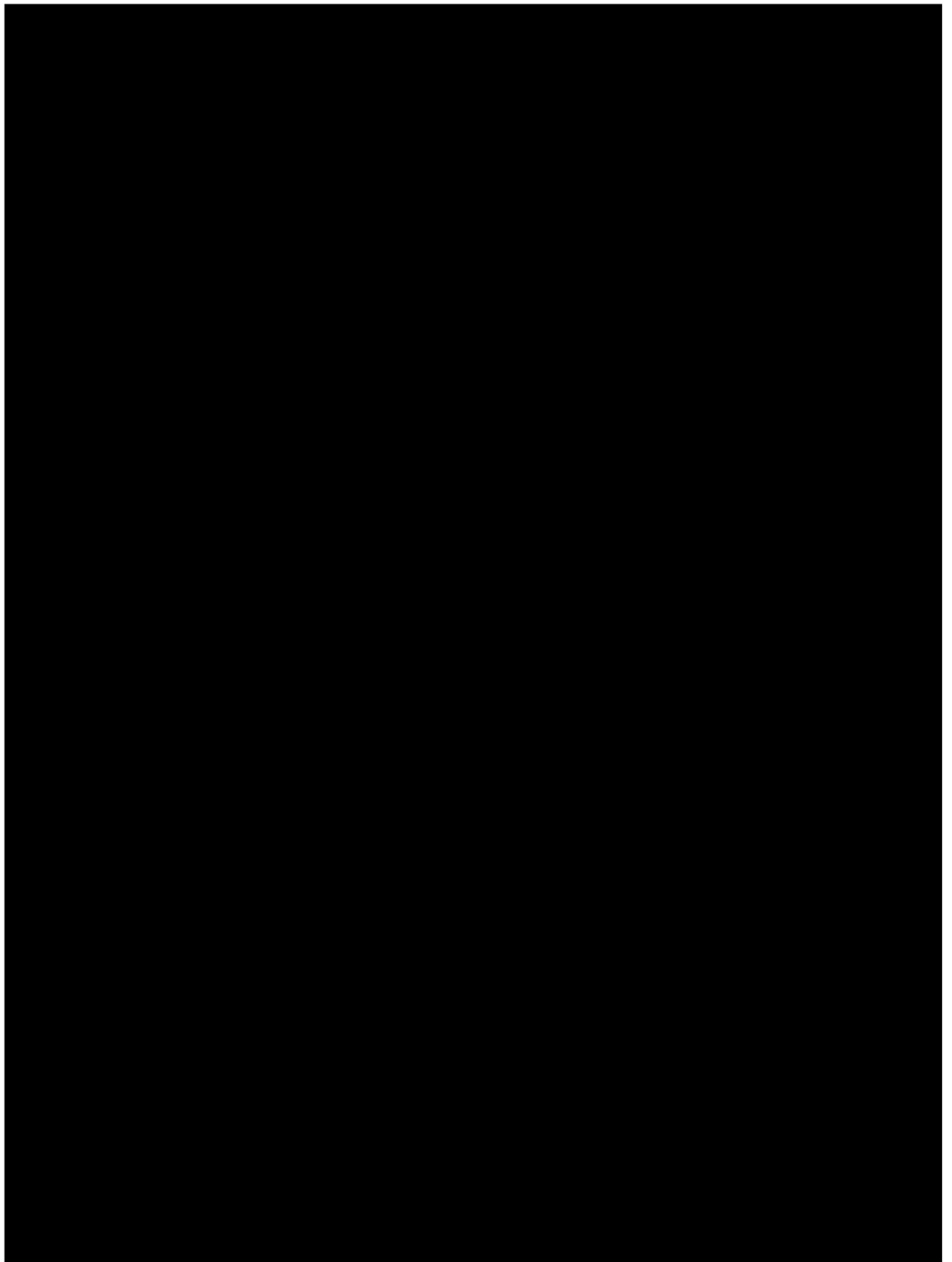
Bauherr: Land Berlin, vertreten durch Landesverwaltung
für Stadtentwicklung, Bauen und Wohnen
Fehrbelliner Platz 4
10707 Berlin

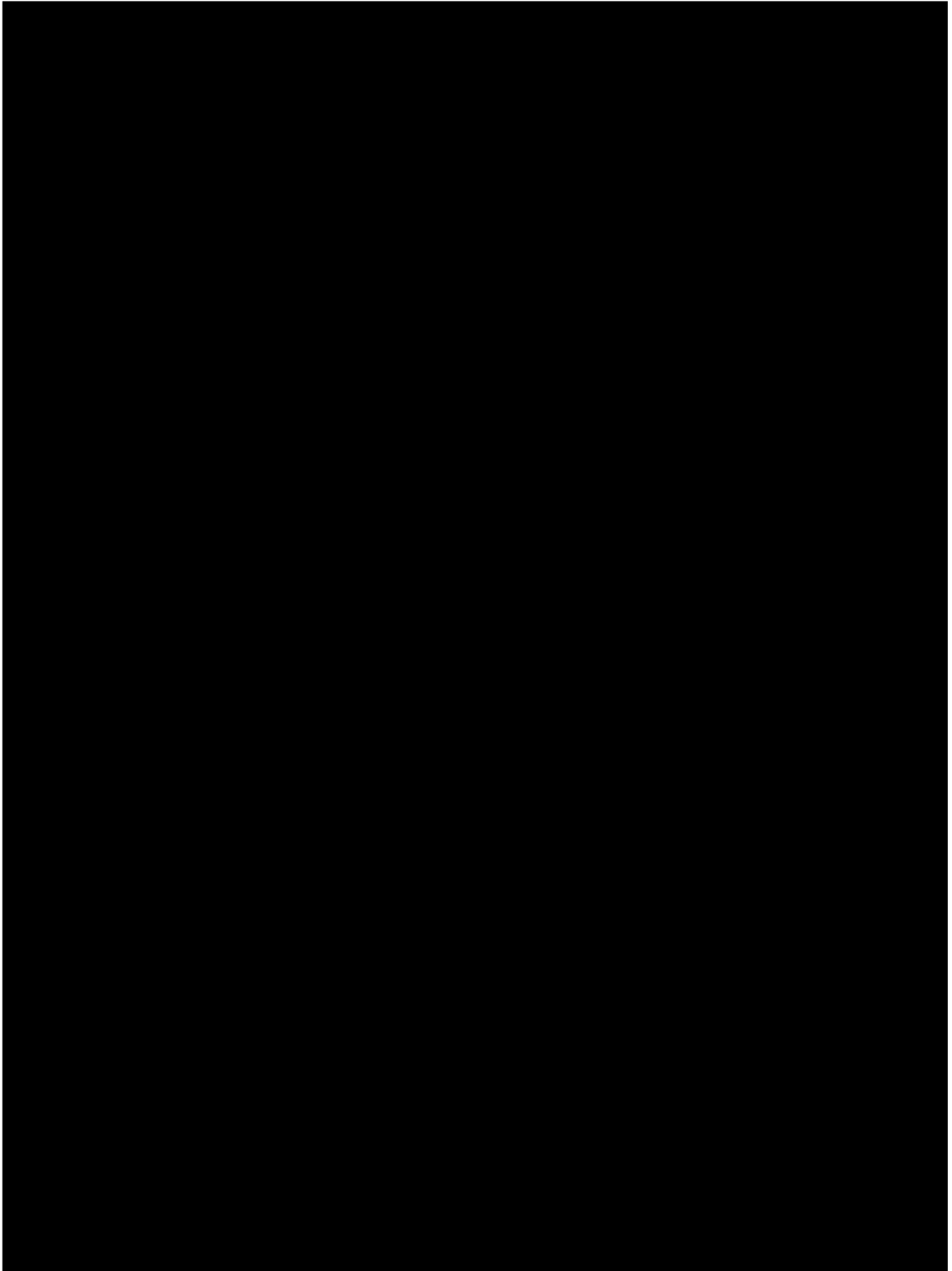
Projekt-Nr.: [REDACTED]

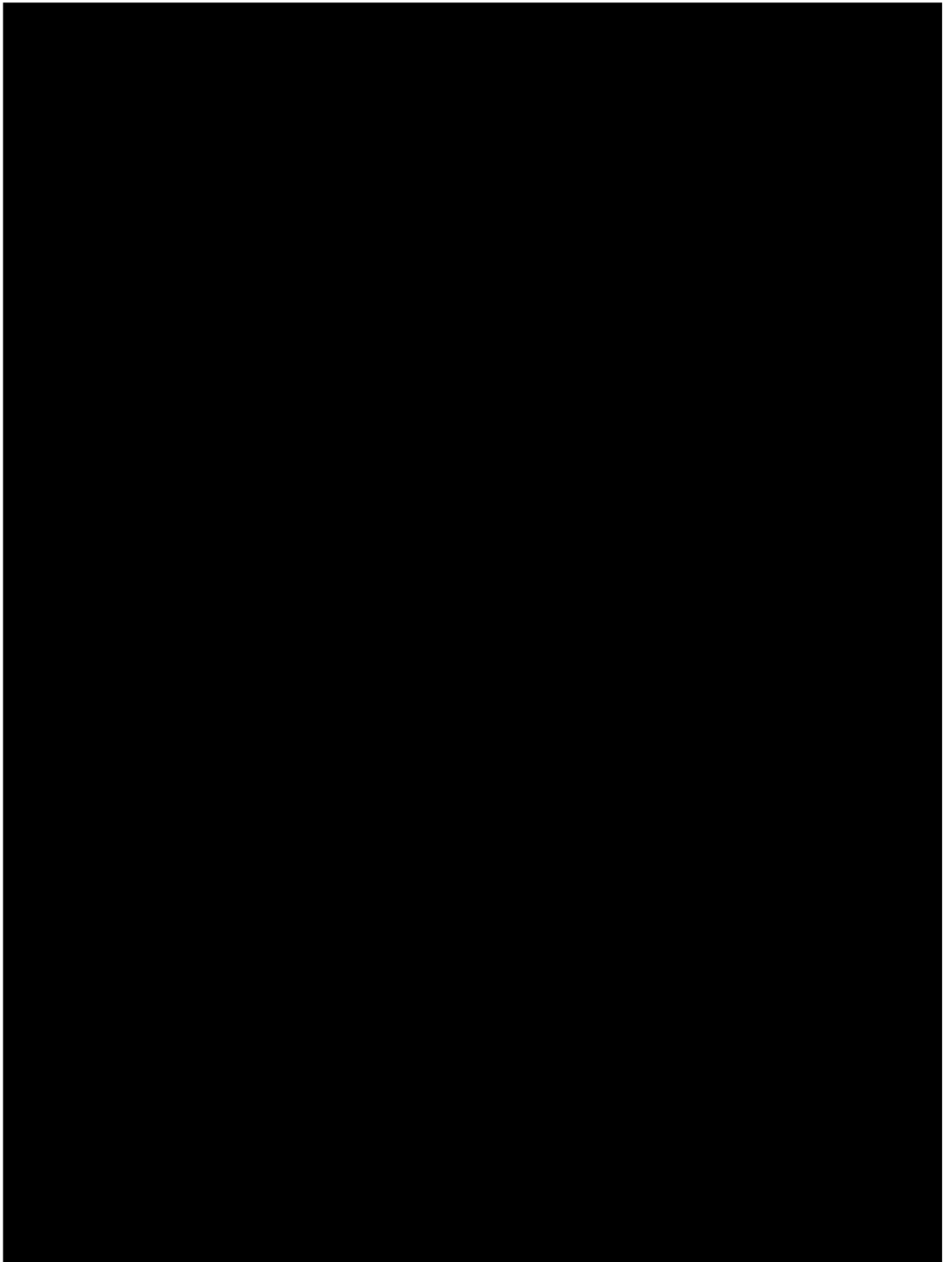
INHALTSVERZEICHNIS

Position	Inhalt	Seite
	Inhalt	0/I02.1
0.X.1	Projektbeteiligtenliste	0/1
0.X.2	Positionierung	0/5a
0.X.2	Positionierung (Fortsetzung)	0/6
0.X.3	Grundlagen	0/8
0.X.4	Tragwerksbeschreibung	0/9
0.X.4.1	Bauteilfugen	0/10
0.X.4.2	Konstruktion Holzdach	0/11
0.X.4.3	Konstruktion Massivtragwerk	0/14
0.X.4.3	Konstruktion Massivtragwerk - Austauschseite	0/16a
0.X.4.4	Konstruktion Tribünen	0/18a
0.X.4.5	Abdichtungsmaßnahmen	0/18a
0.X.4.6	Nachhaltigkeit	0/18a
0.X.4.7	IFC-Modell	0/18a
0.X.5	Baustoffe	0/19
0.X.6	Planungsgrundlagen	0/21a
0.X.6	Planungsgrundlagen (Fortsetzung)	0/22
0.X.7	Literatur / Normen / Software	0/23
0.X.7.1	Literatur	0/23
0.X.7.2	Normen	0/24
0.X.7.3	Verwendete Software	0/27
0.X.8	Brandschutz	0/28
0.X.8.1	Wände - Tabellarische Daten für den Brandschutznachweis	0/30
0.X.8.2	Balken - Tabellarische Daten für den Brandschutznachweis	0/32
0.X.8.3	Decken (Platten) - Tabellarische Daten für den Brandschutznachweis	0/35
0.X.8.4	Stützen - Tabellarische Daten für den Brandschutznachweis	0/37
0.X.9	Zugehörige Positionspläne	0/41b







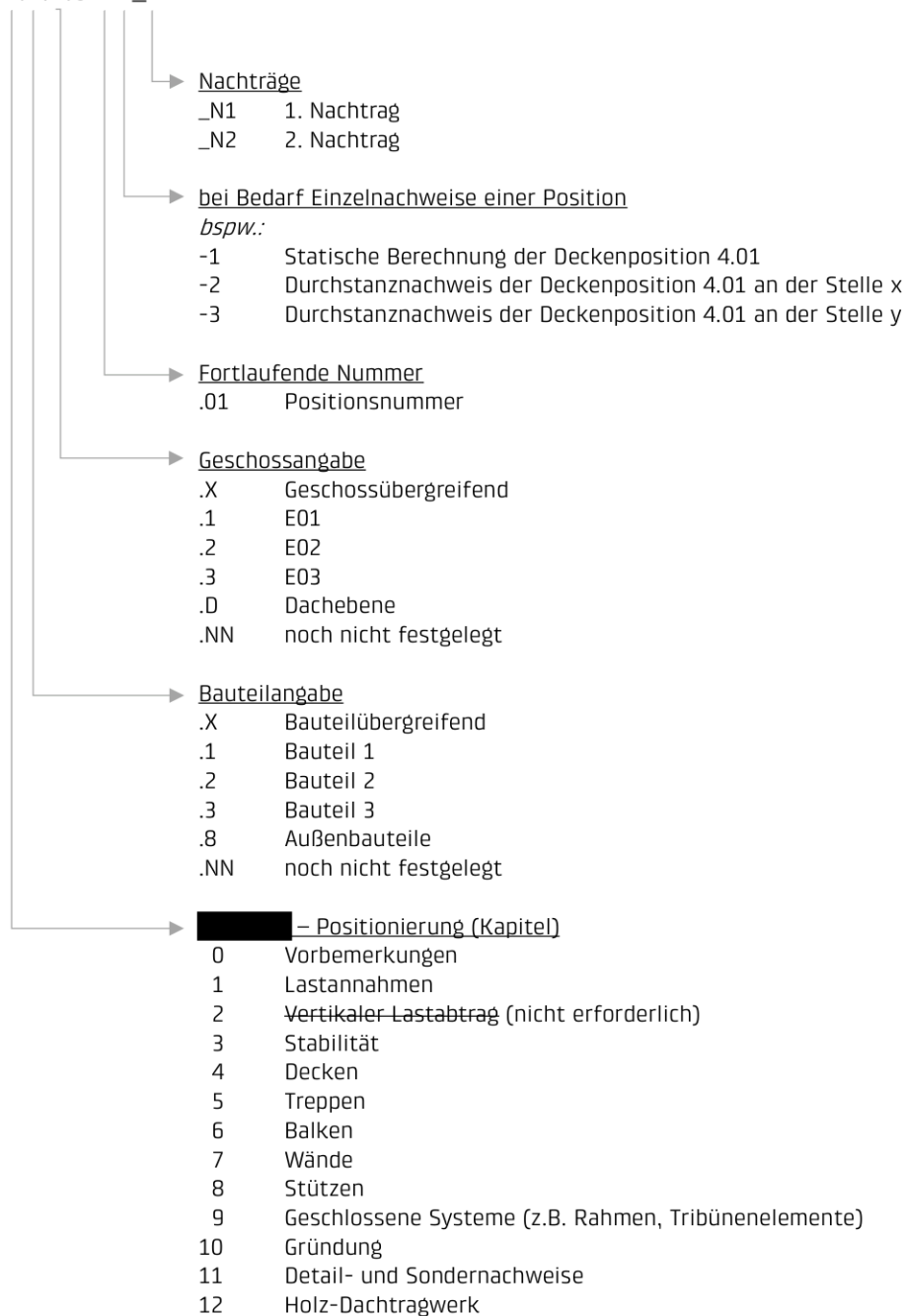


Pos. 0.X.2

Positionierung

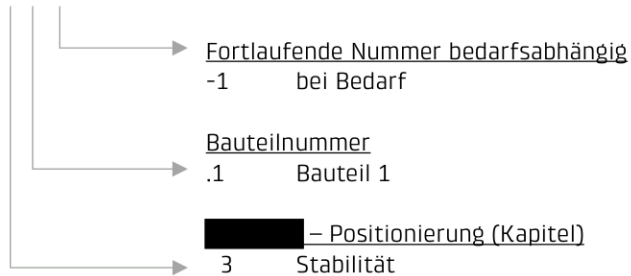
Die Positionsnummern werden abhängig vom Kapitel gemäß nachfolgender Definition vergeben:

Pos. 4.1.1.01-1_N1



Positionsnummern für Gebäude-Stabilität:

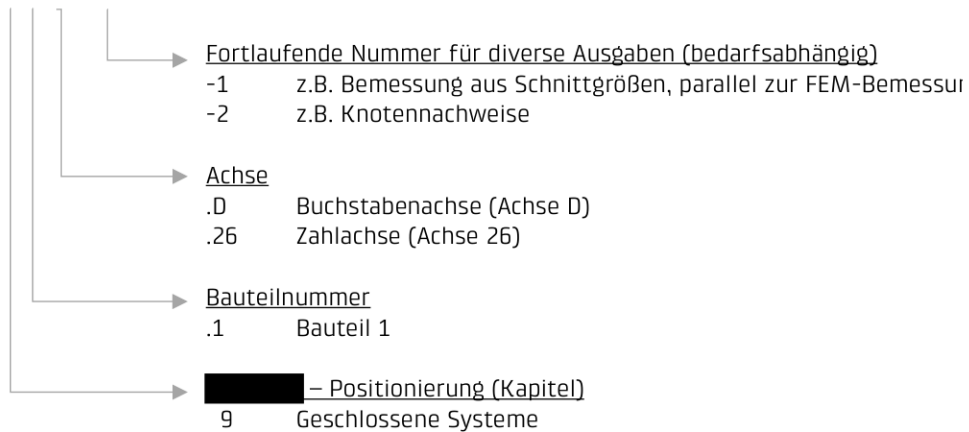
Pos. 3.1-1



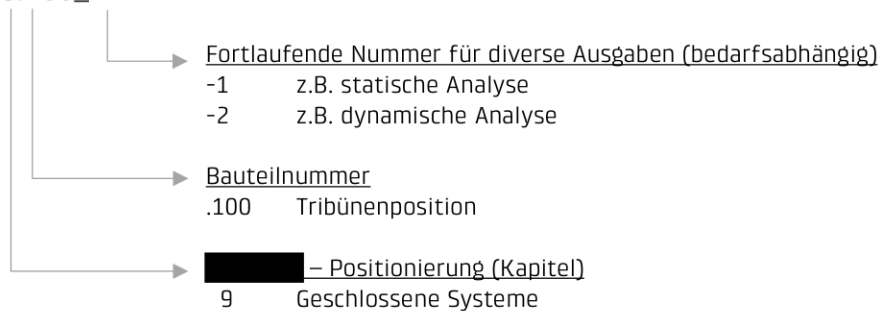
Positionsnummern für gesonderte Positionen wie Aussteifungsrahmen, Tribünen:

Pos. 9.1.D-1

Pos. 9.1.26-1



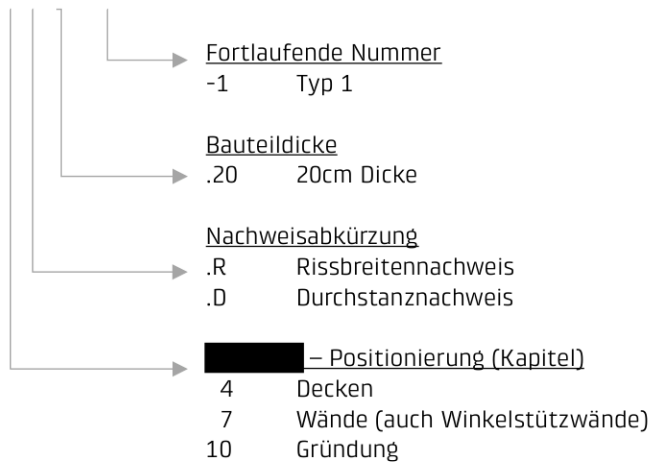
Pos. 9.100_1



Positionsnummer für gesonderte übergreifende Nachweise (Rissbreiten,-, Durchstanznachweise):

Pos. 4.R20-1

Pos. 10.D20-1



Pos. 0.X.3**Grundlagen**

Auf dem Gelände des Friedrich-Ludwig-Jahn-Sportparks in Berlin-Prenzlauer Berg soll das große Stadion erneuert werden. Dazu gab es ein VgV-Verfahren für Generalplanerleistungen. Das Stadion, das im Verfahren vorkonzipiert wurde, soll im Wesentlichen so geplant werden.

Das neue Stadion soll ein Leuchtturmprojekt für Sport und Inklusion werden. Über mehrere Erschließungsringe (Promenaden) soll es barrierefrei erschlossen werden. Das bedeutet: es müssen rollstuhl-gerechte Verbindungsrampen zwischen den Geschossen geplant werden.

Die Tribüne ist als Einrang-Tribüne vorgesehen, die ihre Haupteinschließung von oben, vom sogenannten Skywalk, erfährt. Aufgrund der Anforderungen zur Barrierefreiheit ist es auch möglich von den anderen Ebenen direkt auf die Tribüne zu kommen.

Das Stadion ist für Leichtathletik und verschiedene Ballsportarten (z.B. Fußball) konzipiert. Die äußere Form des Stadions ist ein großes Oval, welches sich im Bereich der Haupttribüne aufweitet. Das Stadion ist mit ca. 20.000 Sitzplätzen geplant. Reine Stehplatztribünen sind nicht vorgesehen. Eine Innenraumnutzung soll auch für Konzerte und andere Nicht-Sport-Ereignisse möglich sein.

Die Ergebnisse der Vorplanung und Grundlagenermittlung wurden weitergeführt: die konstruktiven Anforderungen an das Stadion wurden in der Entwurfsphase (LPH 3) konkretisiert und in enger Abstimmung mit den anderen Fachplanern diskutiert und zu Lösungen weitergeführt.

Die Lage, Ausführung und Neigung der Verbindungsrampen wurden abgestimmt und angepasst. Eine dynamische Analyse rundet die Planung ab.

Das Dachtragwerk wurde von einer reinen Kragkonstruktion aus Brettschichtholz zu einem Dachtragwerk aus Doppelbindern mit Rückhängung in den Skywalk optimiert. Dies schafft eine größere Redundanz im Tragwerk, vereinfacht die Detailausbildung und die Möglichkeit zur Aufnahme von unvermeidlichen Bautoleranzen.

Eine weitere Änderung ist die Anpassung der Photovoltaik-Technik auf dem Dach: gegenüber dem ersten Konzept ist die Belegung des Daches nicht mehr auf der ganzen Fläche, sondern nur noch bis Mitte des Kragarms vorgesehen. Dies führt zu einer deutlichen Entlastung des Dachtragwerks. Auf ein Gründach (extensive Begrünung) wird verzichtet.

Für die Dacheindeckung wurden Brettspertholz-Rippenelemente ausgewählt.

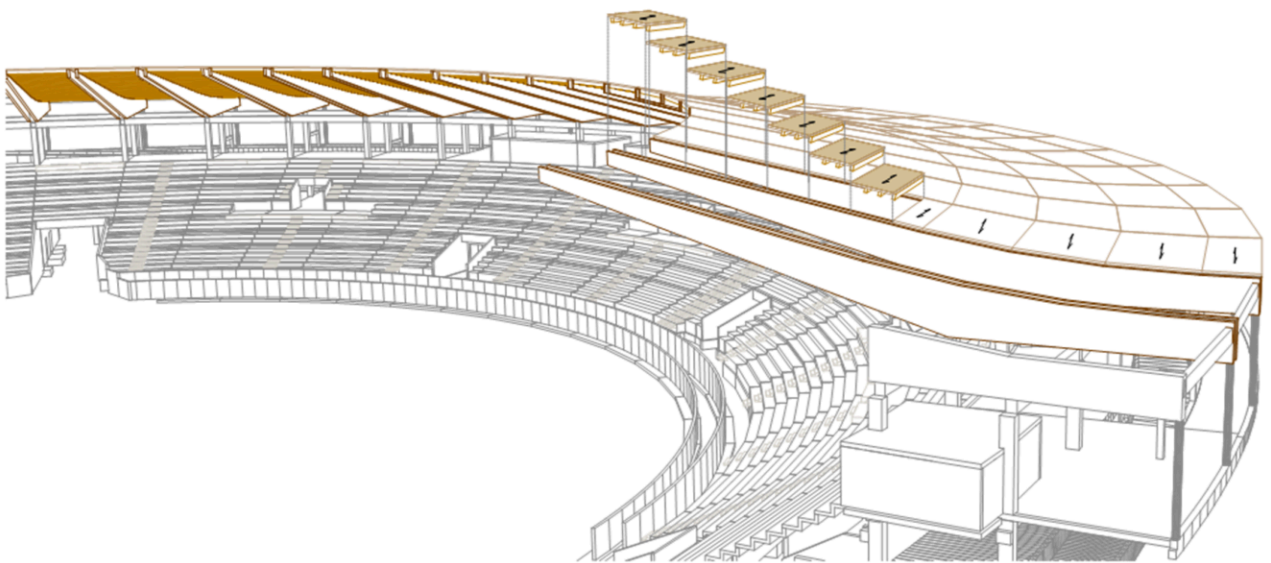
Pos. 0.X.4**Tragwerksbeschreibung**

Die einheitliche Haupttragkonstruktion aller Bauteile wird gebildet durch eine Massivbaukonstruktion in Ortbeton. Diese ist sowohl radial als auch tangential ausgesteift durch Rahmentragwerke bzw. im Bereich von Bauteil 1 ist eine große Anzahl von Aussteifungswänden vorhanden.

An die Massivkonstruktion werden die Tribünenbauteile (Tribünenplatten auf so genannten Zahnbalken) aus Stahlbetonfertigteilen angehängt. Diese nehmen die dynamischen Beanspruchungen der Tribüne sicher auf. Die Zahnbalken erfüllen zusätzlich eine Aussteifungsfunktion in Radialrichtung (Dreibock-Konstruktion).

Das Dachtragwerk wird aus 72 radial angeordneten, auskragenden Brettschichtholz-Doppelbindern gebildet. Die Dacheindeckung wird als Brettspertholz-Rippendecken geplant. Sie hat aussteifenden Scheibencharakter.

Den Übergang zwischen Holzdach und dem darunterliegender Massivtragwerk bilden großformatige Rahmenbalken aus Stahlbeton, welche die Dachlasten in die Massivkonstruktion einleiten.

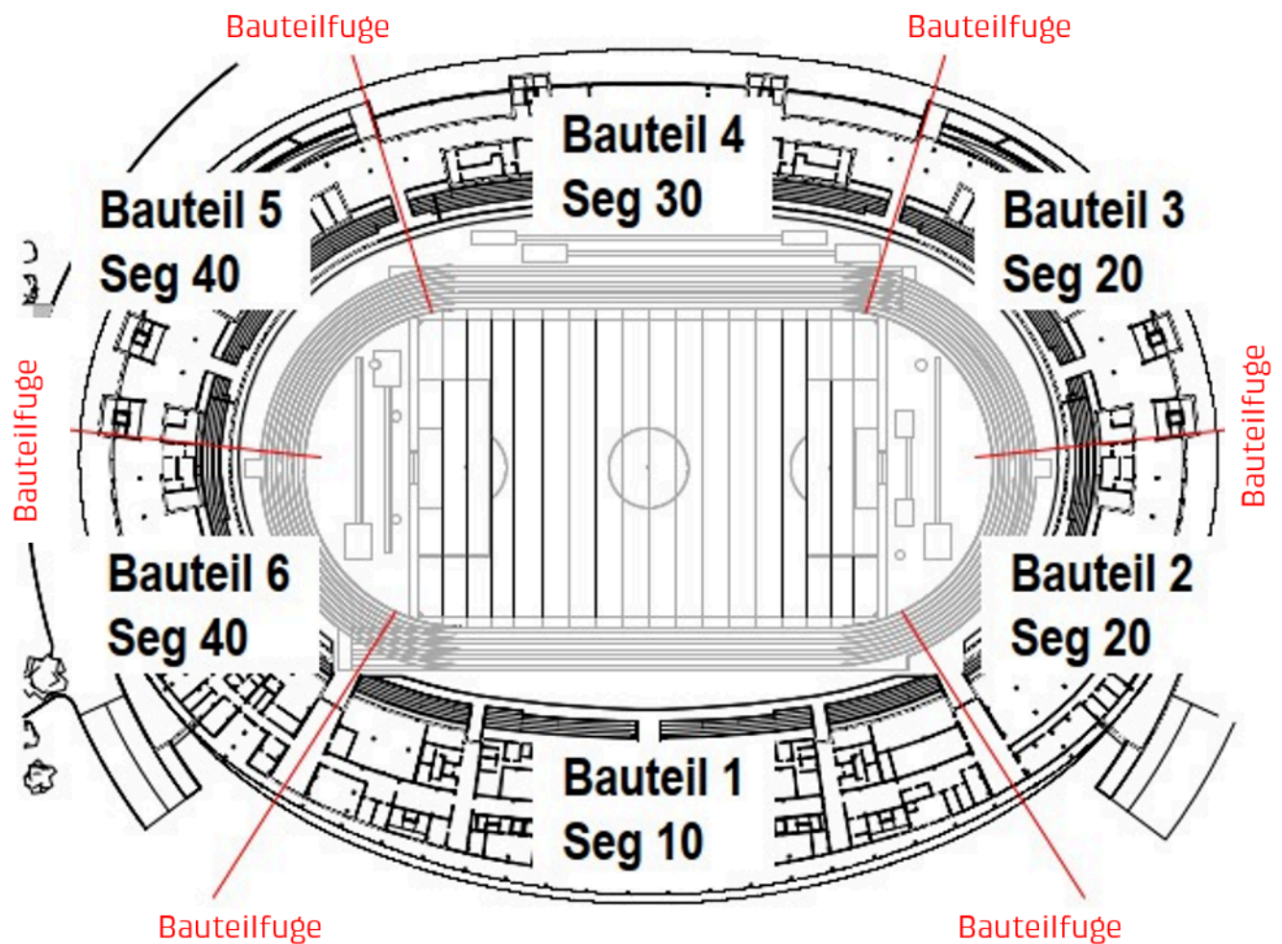


Pos. 0.X.4.1**Bauteilfugen**

Das Stadion ist zu groß, um es fugenlos bauen zu können. Es müssen mehrere Dehnungsfugen vorgesehen werden.

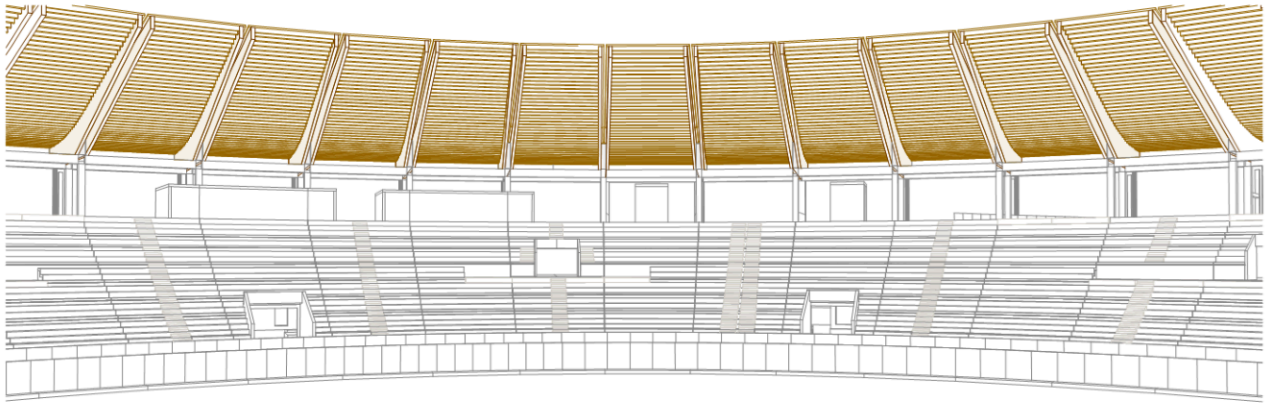
In Abstimmung mit den Rampen und den Nutzungseinheiten sind 6 Dehnungsfugen festgelegt worden. Damit besteht der Neubau des Friedrich-Ludwig-Jahn-Sportparks aus insgesamt 6 Bauteilen, welche durch die Bauteilfugen unter statischen Gesichtspunkten voneinander getrennt sind. Jedes Bauteil 1 bis 6 kann als (nahezu) eigenständiges Gebäude betrachtet werden.

Bauteil 1 bildet vornehmlich das Hauptgebäude, die Bauteile 2 bis 6 sind Funktionsgebäude mit Kalttribünenbereichen.



Pos. 0.X.4.2**Konstruktion Holzdach**

Das Dachtragwerk setzt sich aus tragenden Brettschichtholzbindern, die in jeder Gebäudeachse doppelt vorhanden sind und von außen nach innen verlaufen, und einer darauf liegenden Dachdecke aus Brettspertholz-Rippenelementen zusammen.

**Dachdecke**

Die Dachdecke besteht aus Brettspertholz-Rippenelementen, welche tangential als Einfeldträger von Binder zu Binder (parallel zu den Achsen A bis G) spannen. Die Spannweite variiert dabei zwischen 6,20 m (Innenbereich) und 10,40 m (Stadionaußenkante). Das System aus Brettspertholz-Rippenelementen wird gebildet aus Brettspertholzplatten mit darunterliegenden (verklebten) Brettschichtholzbalken.



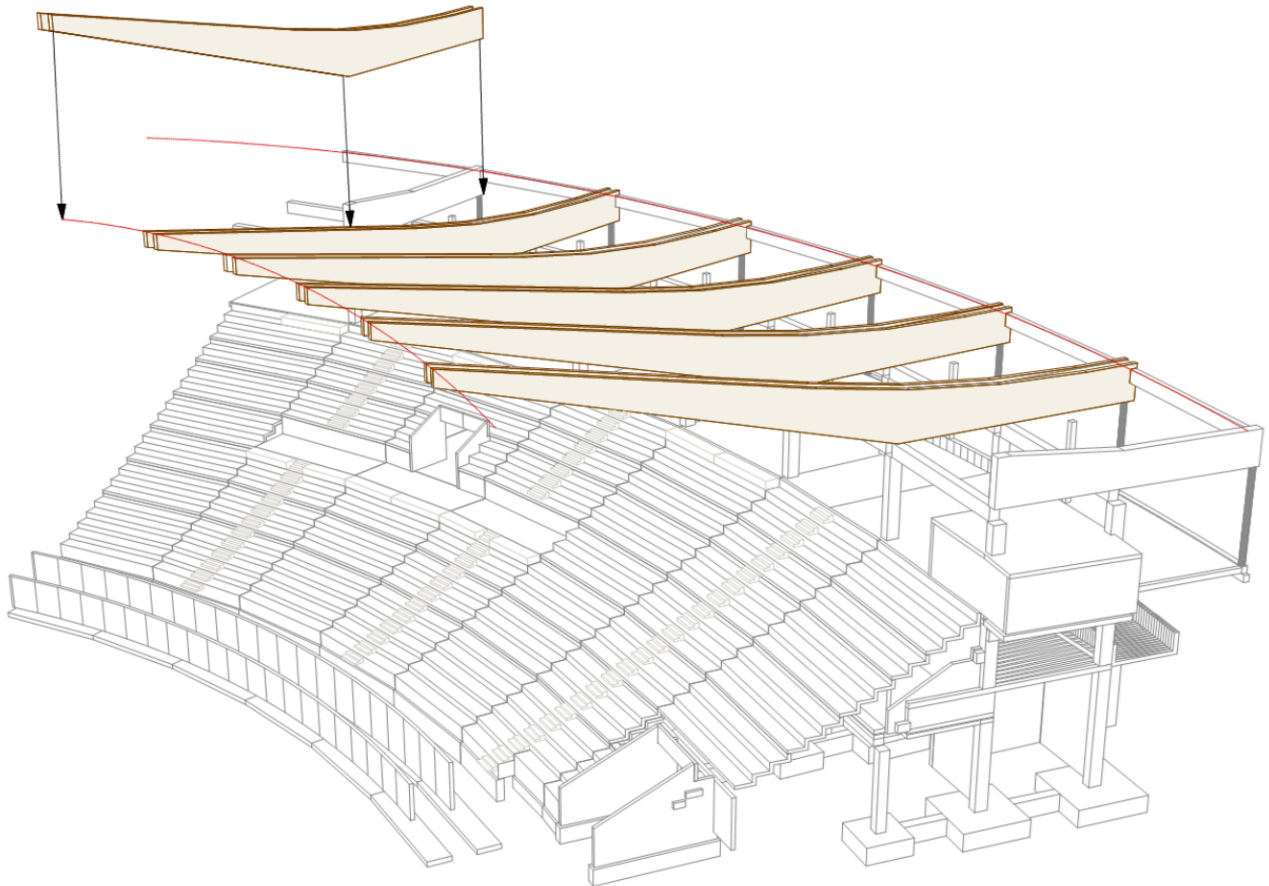
Auf der Oberseite ist eine Abdichtung vorgesehen, die den Anforderungen an eine harte Bedachung im Sinne des Brandschutzes entspricht. Dies kann beispielsweise durch eine zweilagige Bitumenabdichtung (z. B. Unterlage BauderTEC ELWS DUO und Oberlage BauderKARAT oder glw.) ohne zusätzliche Dachdämmung auf der Holzkonstruktion sichergestellt werden. Auf die Dachdecke wird zudem auf einem Teilbereich Photovoltaik installiert, welche dachparallel geplant ist. Die Befestigung der Unterkonstruktion auf Abstand erfolgt mit Stockschrauben durch die Abdichtung in die tragende Brettspertholzdachscheibe. Die detaillierte Planung und Festlegung der Befestigung und Abdichtung der PV-Elemente ist nicht Bestandteil der Tragwerksplanung.

Die Rippendecke lagert auf den tragenden Brettschichtholzbindern auf. Um Bauhöhe einzusparen, werden die Rippen im Bereich der Auflager gekürzt, sodass die Brettspertholzplatte unmittelbar auf den Dachbindern aufliegt.

Die Dachdecke wird als aussteifende Scheibe ausgebildet, sodass jede Deckenelementfuge sowie die Fugen zwischen den Deckenfeldern schubsteif mit Verbindungsmitteln (z. B. gekreuzte Vollgewindeschrauben oder vernagelte Koppelbretter) verbunden werden. Die horizontalen Kräfte werden in jeder Gebäudeachse in die steifen Stahlbetonrahmen weitergeleitet und erzeugen so ein stabiles Dachtragwerk. Gleichzeitig werden durch diese Verbindung die Brettschichtholzbinder oberseitig gehalten.

Dachbinder

Die Brettschichtholzbinder liegen in jeder Gebäudeachse und spannen von der Außenkante zur Innenkante des Stadions. In jeder Gebäudeachse werden zwei nebeneinanderliegende Binder geplant, die beidseitig neben dem Stahlbetonrahmen platziert werden.



Die Binder wurden zunächst geometrisch so entwickelt, dass ein optimaler Herstellungsprozess sichergestellt werden kann. Da der Binder eine gerade Unterkante im Feldbereich und einen erhöhten Kragarm haben soll, wird der Binder ausgerundet entwickelt.

In der Draufsicht wird deutlich, dass jeweils zwei Binder (links und rechts) neben einem Stahlbetonrahmen positioniert werden. Der gesamte Brettschichtholzbinder ist an der Oberseite durch eine kontinuierliche weiche Lagerung (nachgiebig befestigte Dachscheibe) gehalten. Am auskragenden Bereich ist zwischen den Bindern kein Stahlbetonrahmen vorhanden.

Die Lastübergabe zum Stahlbeton erfolgt an den beiden definierten Auflagerpunkten in Achse D und Achse F. In Achse F wird auf der Oberseite ein vertikales Auflager geschaffen, welches gleichzeitig in horizontaler Richtung gehalten ist. An der Unterseite in Achse F wird ein punktuell Lager in vertikaler und horizontaler Richtung geschaffen, um auch hier eine Gabellagerung herzustellen.

Von den 144 Bindern haben 128 Binder eine einheitliche Querschnittsbreite. Die restlichen 16 Binder, an denen die vier Video-Walls angehängt werden, müssen über größere Querschnittsbreite verfügen, um die erhöhten Lasten aus den LED-Leinwänden aufnehmen zu können.

Für die Produktion der Holzbinder wird an der Kragarmspitze eine Überhöhung vorgesehen, welche die Anfangsverformung aus Eigengewicht und Dachauflast kompensiert. Diese Überhöhung wird durch den Hersteller bei der Fertigung der Binder vorgesehen.

Robustheit und Schadenfolgeklasse 3

Für ein Stadion mit Schadenfolgeklasse 3 sollte eine gewisse Mindestrobustheit sichergestellt werden. Diese wird im Tragwerksentwurf dahingehend erreicht, dass zwei Holzbinder als System gekoppelt werden und die Dachelemente als Scheibentragwerk ausgebildet werden. Zusätzlich bedarf es Strategien zur Begrenzung eines lokalen Versagens. Da das Holztragwerk eine hohe Duktilität und Verformungsbereitschaft aufweist, wird ein Tragwerksentwurf mit erhöhter Redundanz sowie Konstruktionsregeln für eine annehmbare Robustheit umgesetzt.

Die Dachdeckenelemente werden als Einfeldsysteme ausgebildet, sodass ein Versagen eines einzelnen Elements keine Versagenskette der Tragwerkselemente auslöst. Es bleibt bei einem lokal begrenzten Versagen (Einzelbauteilversagen). Die Holzbinderpaare werden für eine annehmbare Robustheit an den Auflagerpunkten in allen 3 Richtungen verankert und gesichert. Aufgrund des großen Kragarms würde bei einer Überlastung beim Auflager in Achse D lediglich ein duktiler Querdruckversagen (Zusammendrücken des Holzes) auftreten, was im Grundsatz kein Tragsicherheitsproblem wäre, sondern mit übermäßigen Verformungen einhergeht. Beim Auflager in Achse F kann zusätzlich zur oberen Halterung (Querdruckbelastung beim abhebenden Auflager) für den Versagensfall (z. B. Ausfall der Zugverankerung an Betonrahmen) auch eine seitliche Verankerung vorgesehen werden. Dadurch wird das Kippen der Holzbinder in Richtung der Tribünen begrenzt.

Bei einem vollständigen Versagen von einem Holzbinderpaar in einer Gebäudeachse würde der Einsturz der Dachdecken auf zwei Deckenfelder begrenzt bleiben, da die weiche Koppelbrettverbindung der Deckenelemente nicht so tragfähig ausgebildet wird, dass sie nachfolgende Deckenfelder mitziehen kann. Im Fall eines Einsturzes ist die Deckenfugenverbindung die definierte Sollbruchstelle. Eine Versagenskette wird an dieser Stelle unmittelbar unterbrochen. Der Einsturzbereich wird daher auf zwei von 72 Deckenfelder (ca. 2,78 % der Dachfläche) begrenzt.

Pos. 0.X.4.3**Konstruktion Massivtragwerk**

Das Haupttragwerk des Friedrich-Ludwig-Jahnsportparks stellt eine Massivkonstruktion, vornehmlich in Ortbetonbauweise, dar.

Lastweiterleitung aus dem Holztragwerk

Die Lastweiterleitung aus dem zuvor beschriebenen Holztragwerk des Daches in das Massivtragwerk des darunterliegenden Tribünenbauwerks erfolgt über die so genannten Rahmenbinder. Diese sind in jeder Zahlenachse (1 bis 72) radial angeordnet.

Das Kragmoment aus den Holzbindern wird für die Auflagerung in 2 Komponenten zerlegt:

- Die vertikal nach unten drückende Kraftkomponente wird immer in Achse D an das Massivtragwerk übergeben. Hierzu können die BSH-Träger seitlich auf die radiallylaufenden Querbinder des Rahmentragwerks aufgesetzt werden.
- Die abhebende Komponente wird immer in Achse F durch Rückhängung in den Rahmenbinder realisiert.

Durch die aufgelöste Lagerung kann das Kragmoment mit einem großen inneren Hebelarm aufgelöst werden.

Decken und Unterzüge

Die Decken in allen Bauteilen 1 bis 6 werden als Ortbetondecken geplant. Die Deckendicke variiert in Abhängigkeit von Spannweite, einer ansetzbaren Durchlauftragwirkung und zweiachsialem Lastabtrag zwischen 20 cm und 30 cm.

Die Geschossdecken sind auf Stahlbeton-Balken mit Durchlauftragwirkung oder Wänden liniengelagert.

Bei Durchbrüchen ist in jedem Balken unterhalb des Durchbruchs immer eine Restquerschnittshöhe von mindestens 20 cm erforderlich.

Wände

Tragende Wände werden in Ortbetonbauweise (wegen einer entwurfsbedingten Krümmung) oder in Mauerwerksbauweise (Kalksandstein) hergestellt. Über die vertikale Tragwirkung hinaus werden sie ergänzend hinsichtlich des konstruktiven Brandschutzes untersucht.

Pendelstützen und Rahmenstützen

Für den Vertikallastabtrag werden neben Wänden (siehe zuvor) auch Pendel- und Rahmenstützen aus Stahlbeton herangezogen. Sie unterscheiden sich dahingehend, dass die Rahmenstützen zusätzlich dem Horizontallastabtrag dienen.

Pendelstützen haben in der Regel quadratische Abmessungen, Rahmenstützen hingegen sind rechteckig.

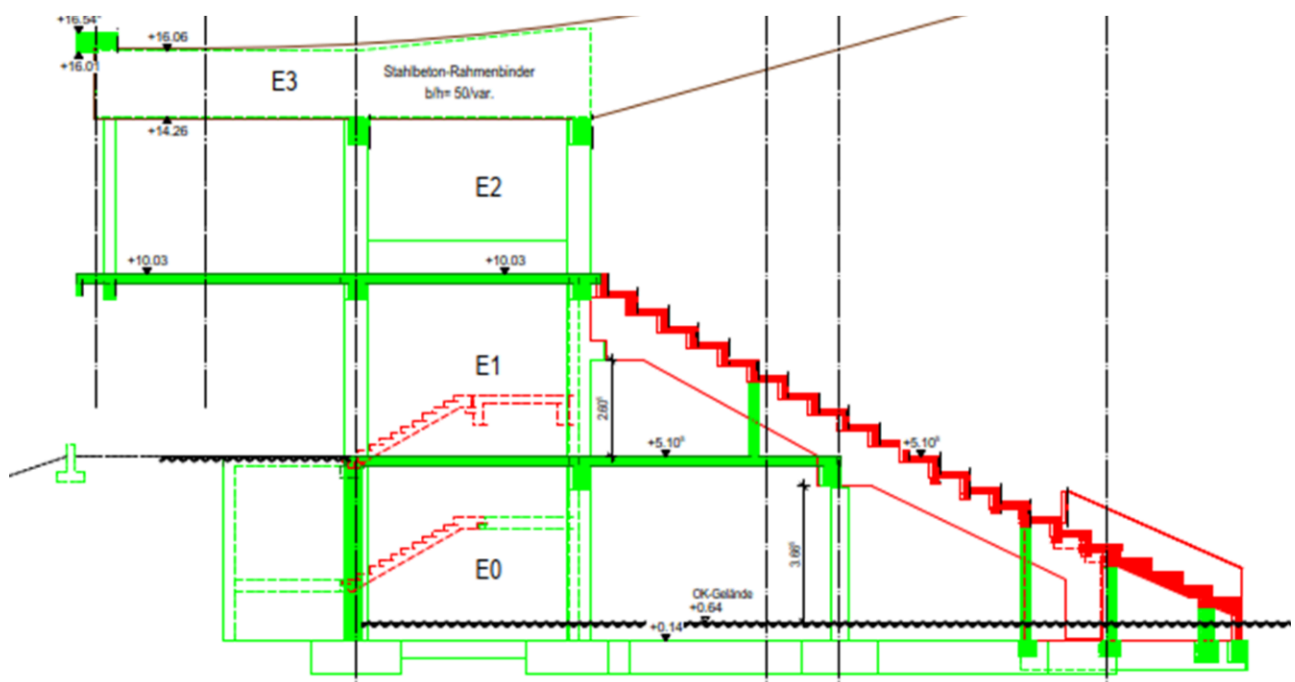
Zusätzlich zur Berücksichtigung von außergewöhnlichen Lastfällen werden alle Stützen sowohl mit Anprall (PKW) berechnet als auch für den Brandlastfall heißbemessen.

Aussteifung

Für die Bauteile 2 bis 6 erfolgt die Aussteifung in Quer- und Längsrichtung über Rahmentragwerke aus Ortbetonriegeln und -stützen. Einzelne Wandscheiben aus Erschließungskernen und tangential stehenden Außenwänden unterstützen die Aussteifung (ohne rechnerischen Ansatz für die Aussteifung).

Der so genannte Zahnbalken der Tribünenplatten wird ebenso für die Aussteifung in Radialrichtung (Hauptaussteifungsrichtung) herangezogen. Er ist schräg angeordnet und bildet gemeinsam mit dem Rahmentragwerk ein aussteifendes Dreibocksystem.

In Bauteil 1 kann aufgrund der Nutzung (Umkleideräume, Büros, Empfangsräume, etc.) zusätzlich auf eine Vielzahl von Wänden für die Aussteifung zurückgegriffen werden.



Kamerapodeste

Die 5 Kamerapodeste sind leichte Stahlkonstruktionen, welche unterhalb der Holzauskragung des Daches angeordnet sind. Die Erschließung erfolgt über eigene Gitterroststege.

Die BSH-Doppelbinder sind statisch nicht dafür ausgelegt die Zusatzlasten aus den Kamerapodesten aufzunehmen. Eine eigene Stahl-Fachwerk-Konstruktion im Zwischenraum der Holzbinder (in Verlängerung der Rahmenbinder aus Stahlbeton) zur Abhängung der Kamerapodeste ist erforderlich. Eine alternative Verlängerung der Rahmenbinder in diesen Bereich wurde aufgrund des hohen zu erwartenden Eigengewichts als unwirtschaftlich verworfen.

Bei der Bemessung der Kamerapodeste wird neben der tragwerkstechnischen Bemessung auch die Schwingungen im Kontext der Gebrauchstauglichkeit für Kameraaufnahmen berücksichtigt.

Videoleinwände

Die 4 Videoleinwände werden aufgrund der Zusatzlasten an BSH-Sonderbinder mit größerer Querschnittsbreite angehängt.

Skywalk

In Ebene E2 wird der sogenannte Skywalk, eine gebäudeumlaufende Erschließungsfläche, in das Tragwerk integriert.

Er besteht aus einer 20 cm dicken, liniengelagerten Stahlbetonplatte mit variierender Spannweite. Die seitlichen tragenden Balken werden über Zugstützen in den auskragenden Teil der Rahmenriegel außenseitig hochgehängt. Im Bereich der Deckenöffnungen von Rampen gibt es eine beidseitige Hochhängung.

Durch die beschriebene konstruktive Ausbildung entsteht der markante schwebende Eindruck des Skywalks.

Seilnetz

Vor der gläsernen Außenfassade des Skywalks wird in einer zusätzlichen inneren Ebene eine vorgespannte Seilnetzkonstruktion angeordnet. Sie erfüllt die Absturzsicherung (keine absturzsichernde, großformatige Verglasung erforderlich) auf dem Skywalk und schützt gleichzeitig die Außenhaut vor Vandalismus.

Der Lastabtrag des Seilnetzes kann mit einer Membrantragwirkung (Zugbeanspruchungen einhergehend mit großen Verformungen) gleichgesetzt werden. Zur Begrenzung der Verformungen (keine Biegetragwirkung) ist eine Vorspannung im Seilnetz erforderlich. Die Vorspannkräfte zuzüglich der eigentlichen Absturzlasten werden in die angrenzenden Bauteile (Stahlbeton-Balken und Stützen) eingeleitet und bei der Bemessung berücksichtigt.

Für die Planung des Seilnetzes wurde von der Bauherrschaft ein externes Ingenieurbüro bzw. eine Fachfirma beauftragen. Von diesem wurden die einzuleitenden Kräfte für die Anschlussbauteile im Rahmen einer Vorstatik errechnet und am 04. November 2025 an [REDACTED] übersendet.

Plaza-Balkon

Bauteil 1 erhält in Ebene E1 einen großen vorgesetzten Freibereich mit freier Nutzung. Massive Betonkübel für Begrünung, ein schwerer Bodenaufbau mit Entwässerungs-Gefälle und die hohe Nutzlast (Personenverkehr, Befahrbarkeit mit PKW) bedingen eine Sonderkonstruktion.

Um der massiven vorgesetzten Brüstung eine Tragwirkung zuzuschreiben, wird auf das Tragwerkssystem der zurückgehängten Kragstützen (auch Galgenstützen genannt) zurückgegriffen. Die Brüstung wird zum Biegeträger und die Kragstützen liefern die Auflager. Die Last wird über Biegung in Kragbalken und -stütze aufgenommen. Eine Rückhängung in die dahinterliegenden Deckenscheiben ist erforderlich.

Rampen

Die so genannten Rampen verbinden zur barrierefreien Nutzung die unterschiedlichen Ebenen an mehreren Stellen miteinander.

Zwischen Ebene E0 und E1 können die Rampen ohne nennenswerte Anforderungen auf das Erdreich aufgelegt werden.

Tragwerksplanerisch anspruchsvoll sind hingegen die 4 Rampen zwischen Ebene E1 und E2, welche den Skywalk von unten kommend durchbrechen. Die Rampen sollen hierbei die beiden Tragwerkebenen „schwebend“ miteinander verbinden. Auf deutlich sichtbare Konstruktionselemente, wie z.B. vertikale Abhängungen oder massive Auskragungen soll verzichtet werden.

Um diesen architekturstützenden Charakter zu kräftigen werden die Rampen als U-förmiger Trogquerschnitt innenseitig in die vergrößerten Stahlbetonstützen eingespannt. Der Lastabtrag erfolgt gesamtheitlich als gekrümmter Torsionsbalken mit einseitiger Einspannung und Endauflagerung. Auf außenseitige Tragwerkelemente kann verzichtet werden. Eine zusätzliche innenseitige Stützenachse wird ergänzt.

Aufgrund der nur einseitigen Anbindung der Rampen an das Stadiontragwerk ist neben den Statischen Berechnungen zusätzlich eine gesonderte Betrachtung unter dynamischen Gesichtspunkten erforderlich. Gehende oder rennende Personengruppen dürfen die Rampe nicht zum Aufschaukeln bringen.

Treppenhauskerne

Die Treppenauskerne dienen neben den Rampen der vertikalen Erschließung des Friedrich-Ludwig-Jahn-Sportparks.

Die Außenwände werden in Ortbetonbauweise hergestellt und dienen nur in untergeordneter Funktion der horizontalen Gebäudeaussteifung. Die Treppenelemente und Zwischenpodeste sind Stahlbeton-Fertigteile. In den Treppenaugen sind bei einigen Kernen zusätzliche Aufzugsschächte angeordnet.

Eine Schallentkopplung ist für die Bauteile nicht erforderlich.

Pos. 0.X.4.4 Konstruktion Tribünen

Die Tribünenkonstruktion besteht aus gefalteten Stahlbeton-Fertigteilen mit einer Plattendicke von 16 cm. Die Stegdicke liegt bei 18 cm. Die Element-Spannweite beträgt ca. 6,80 m (unten) bis ca. 8,80 m (oben). Es sind lineare Elemente, die der ovalen Stadionform polygonalisiert folgen.

Die Stufentiefe in den Bauteilen 2 bis 6 (Kaltbereich) liegt bei 81,8 cm, in Bauteil 1 bei 90 cm.

Die Tribülenelemente werden unter dynamischen Beanspruchungen (Sitzplatztribüne, keine Stehplatztribüne) bemessen. Sie sind von der Eigenfrequenz so ausgelegt, dass ein Aufschaukeln der Elemente ausgeschlossen ist. Hierbei sind die Beschleunigungswerte der Elemente auf kleiner 1,5 m/s² ausgelegt.

Die Tribülenelemente sind an den Enden auf die diagonal angeordneten Tribünenbalken, auch Zahnbalken genannt, aufgelegt. Diese dienen dem Abtrag von Vertikal- und Horizontallasten aus den Tribünenplatten sowie der Aussteifung des Stadions (Dreibock).

Pos. 0.X.4.5 Abdichtungsmaßnahmen

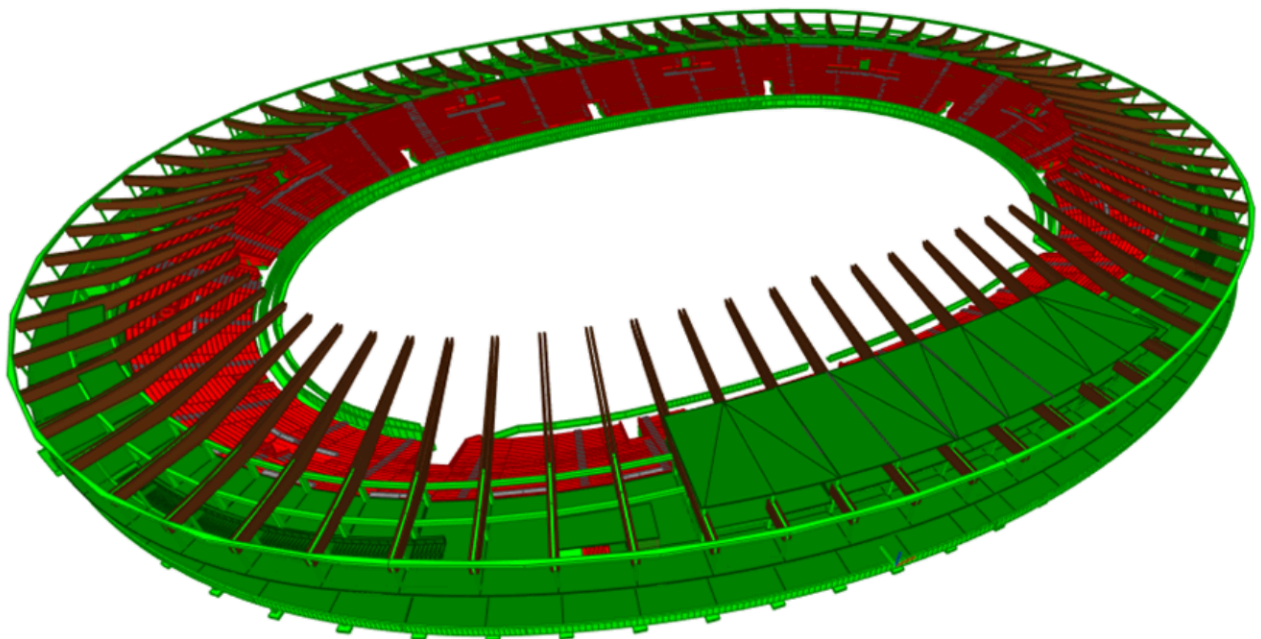
Das Abdichtungskonzept wurde vom Generalplaner [REDACTED], unter Zuarbeit von [REDACTED] am 26. November 2025 erstellt.

Pos. 0.X.4.6 Nachhaltigkeit

Ein Beitrag zur Nachhaltigkeit kann zum Beispiel durch den Einsatz eines Eco-Betons erreicht werden. Hier werden die regulär verwendeten Portlandzemente CEM I oder CEM II durch alternative Komposit-Zemente CEM IV (ggf. auch CEMIII) ersetzt. Gegenüber herkömmlichen Betonrezepturen kann eine CO₂-Reduktion von ca. 35-45 % angestrebt werden.

Pos. 0.X.4.7 IFC-Modell

Für die weitere tragwerksplanerische Bearbeitung wurde ein Gesamtmodell als räumliche 3D-IFC-Konstruktion des Friedrich-Ludwig-Jahn-Sportparks erstellt.



Pos. 0.X.5**Baustoffe**

Ortbeton:	C8/10	Sauberkeitsschicht
	C25/30	Decken, Deckenbalken, Wände, Fundamente (CEM IV oder CEM III)
	C30/37	Stützen und Rahmenbalken (CEM IV oder CEM III)
	C30/37	Bodenplatte, Außenwände gegen Erdreich (WU-Bauteile)
	C45/55	wenn höhere Betongüten erforderlich werden
Betonfertigteile:	C45/55	Tribünenplatten, Zahnbalken, Spannbetonhohldielen
	C30/37	Filigranwände, Aufsatzelemente, Treppenläufe und -podeste
	C35/45	für andere Betonfertigteile
Betonstahl:	B 500 A	Betonstahlmatten
	B 500 B	Betonstabstahl
Baustahl:	S235JR bzw. S355JO	mit Korrosionsschutz, z.B. Verzinkung
Mauerwerk:	KS-XL-PE-20-2,0-DM	Kalksandsteinwände
Brettschichtholz:	BSH GL 28c	BSH-Doppelbinder Regelfall
	CLT (C24) + GL 24h	Brettsperrholz-Rippendecke
Konstruktionsvollholz:	C24	

Expositionsklassen:

Bauteil "Horizontalbauteile"	Expositionsklasse			Mindest-betonfestig-keitsklasse	gewählte Beton-festigkeit	erf. Cnom [mm]
	Betonangriff	Bewehrungs-korrosion	Feuchtigkeits-klasse			
Geschossdecke, oberseitig ohne Aufbau	XF1	XC3	WF	C 25/30	C 25/30	35
Geschossdecke, oberseitig mit Aufbau, ungedämmt	XF1	XC3	WF	C 25/30	C 25/30	35
Geschossdecke, oberseitig mit Aufbau, gedämmt	keine	XC1	W0	C 16/20	C 25/30	20
Geschossdecke, unten frei	XF1	XC3	WF	C 25/30	C 25/30	35
Geschossdecke, unten ausgebaut	keine	XC1	W0	C 16/20	C 25/30	20
Balken	wie zugehörige Decken					
Rahmenbalken	XF1	XC3	WF	C 25/30	C 30/37	35
Bodenplatten (WU)	keine	XC2	WF	C 16/20	C 30/37	35

Bauteil "Vertikalbauteile"	Expositionsklasse			Mindest-betonfestig-keitsklasse	gewählte Beton-festigkeit	erf. Cnom [mm]
	Betonangriff	Bewehrungs-korrosion	Feuchtigkeits-klasse			
Sauberkeitsschicht	keine	X0	WF	C 8/10	> C 8/10	keine
Fundamente	keine	XC2	WF	C 16/20	C 25/30	35
Innenwände	keine	XC1	W0	C 16/20	C 25/30	20
Außenwände	XF1	XC3	WF	C 25/30	C 25/30	35
Außenwände gegen Erdreich (WU)	XF1	XC2	WF	C 25/30	C 30/37	35
Stützen im Innenbereich	keine	XC1	W0	C 16/20	C 30/37	20
Stützen im Außenbereich	XF1	XC3	WF	C 25/30	C 30/37	35

Bauteil "Betonfertigteile"	Expositionsklasse			Mindest-betonfestig-keitsklasse	gewählte Beton-festigkeit	erf. Cnom [mm]
	Betonangriff	Bewehrungs-korrosion	Feuchtigkeits-klasse			
Tribünenbalken	XF1	XC3	WF	C 25/30	C 45/55	35
Tribünenplatten	XF1	XC4	WF	C 25/30	C 45/55	40
Spannbetonhohldielen	XF1	XC3	WF		C 45/55	s. Hersteller
Mundlochwände direkt beregnet	XF1	XC4	WF	C 25/30	C 30/37	40
Treppenläufe innen	keine	XC1	W0	C 25/30	C 30/37	35
Treppenläufe außen	XF1	XC3	WF	C 25/30	C 30/37	35
Treppenpodeste innen	keine	XC1	W0	C 25/30	C 30/37	35
Treppenpodeste außen	XF1	XC3	WF	C 25/30	C 30/37	35

Pos. 0.X.6

Planungsgrundlagen

- Abgabeleistungen zur BPU vom 29.08.2025
- Grundrisse
 - 9.1.1_JSP_ST_LP3_Dachaufsicht Gesamt
 - 9.1.1_JSP_ST_LP3_Dachaufsicht Seg 10 Haupttribüne
 - 9.1.1_JSP_ST_LP3_Dachaufsicht Seg 20 Nordkurve
 - 9.1.1_JSP_ST_LP3_Dachaufsicht Seg 30 Gegentribüne
 - 9.1.1_JSP_ST_LP3_Dachaufsicht Seg 40 Südkurve
 - 9.1.1_JSP_ST_LP3_Grundriss E0 Gesamt
 - 9.1.1_JSP_ST_LP3_Grundriss E1 Gesamt
 - 9.1.1_JSP_ST_LP3_Grundriss E2 Gesamt
 - 9.1.1_JSP_ST_LP3_Grundriss E3 Gesamt
 - 9.1.1_JSP_ST_LP3_Grundriss Ebene 0 Seg 10 Haupttribüne
 - 9.1.1_JSP_ST_LP3_Grundriss Ebene 0 Seg 20 Nordkurve
 - 9.1.1_JSP_ST_LP3_Grundriss Ebene 0 Seg 30 Gegentribüne
 - 9.1.1_JSP_ST_LP3_Grundriss Ebene 0 Seg 40 Südkurve
 - 9.1.1_JSP_ST_LP3_Grundriss Ebene 1 Seg 10 Haupttribüne
 - 9.1.1_JSP_ST_LP3_Grundriss Ebene 1 Seg 20 Nordkurve
 - 9.1.1_JSP_ST_LP3_Grundriss Ebene 1 Seg 30 Gegentribüne
 - 9.1.1_JSP_ST_LP3_Grundriss Ebene 1 Seg 40 Südkurve
 - 9.1.1_JSP_ST_LP3_Grundriss Ebene 2 Seg 10 Haupttribüne
 - 9.1.1_JSP_ST_LP3_Grundriss Ebene 2 Seg 20 Nordkurve
 - 9.1.1_JSP_ST_LP3_Grundriss Ebene 2 Seg 30 Gegentribüne
 - 9.1.1_JSP_ST_LP3_Grundriss Ebene 2 Seg 40 Südkurve
 - 9.1.1_JSP_ST_LP3_Grundriss Ebene 3 Seg 10 Haupttribüne
 - 9.1.1_JSP_ST_LP3_Grundriss Ebene 3 Seg 20 Nordkurve
 - 9.1.1_JSP_ST_LP3_Grundriss Ebene 3 Seg 30 Gegentribüne
 - 9.1.1_JSP_ST_LP3_Grundriss Ebene 3 Seg 40 Südkurve
- Schnitte
 - 9.1.1_JSP_ST_LP3_Schnitt AA
 - 9.1.1_JSP_ST_LP3_Schnitt BB
- Ansichten
 - 9.1.1_JSP_ST_LP3_Ansicht Nord
 - 9.1.1_JSP_ST_LP3_Ansicht Ost
 - 9.1.1_JSP_ST_LP3_Ansicht Süd
 - 9.1.1_JSP_ST_LP3_Ansicht West
- Abdichtungskonzept vom 26.11.2025

- Gründung:
 - xxx -3-TW-GR-FU-0100-XX-B-A
 - xxx -3-TW-GR-FU-0110-10-B-A
 - xxx -3-TW-GR-FU-0120-20-B-A
 - xxx -3-TW-GR-FU-0130-20-B-A
 - xxx -3-TW-GR-FU-0140-30-B-A
 - xxx -3-TW-GR-FU-0150-40-B-A
 - xxx -3-TW-GR-FU-0160-40-B-A
- Decke ü. E0:
 - xxx -3-TW-GR-E0-0200-XX-B-A
 - xxx -3-TW-GR-E0-0210-10-B-A
 - xxx -3-TW-GR-E0-0220-20-B-A
 - xxx -3-TW-GR-E0-0230-20-B-A
 - xxx -3-TW-GR-E0-0240-30-B-A
 - xxx -3-TW-GR-E0-0250-40-B-A
 - xxx -3-TW-GR-E0-0260-40-B-A
- Decke ü. E1:
 - xxx -3-TW-GR-E1-0300-XX-B-A
 - xxx -3-TW-GR-E1-0310-10-B-A
 - xxx -3-TW-GR-E1-0320-20-B-A

- Decke ü. E2:
 - xxx -3-TW-GR-E1-0330-20-B-A
 - xxx -3-TW-GR-E1-0340-30-B-A
 - xxx -3-TW-GR-E1-0350-40-B-A
 - xxx -3-TW-GR-E1-0360-40-B-A
 - xxx -3-TW-GR-E2-0400-XX-B-A
 - xxx -3-TW-GR-E2-0410-10-B-A
 - xxx -3-TW-GR-E2-0420-20-B-A
 - xxx -3-TW-GR-E2-0430-20-B-A
 - xxx -3-TW-GR-E2-0440-30-B-A
 - xxx -3-TW-GR-E2-0450-40-B-A
 - xxx -3-TW-GR-E2-0460-40-B-A
- Decke ü. E3 + Dach:
 - xxx -3-TW-GR-E3-0500-XX-B-A
 - xxx -3-TW-GR-E3-0510-10-B-A
 - xxx -3-TW-GR-E3-0520-20-B-A
 - xxx -3-TW-GR-E3-0530-20-B-A
 - xxx -3-TW-GR-E3-0540-30-B-A
 - xxx -3-TW-GR-E3-0550-40-B-A
 - xxx -3-TW-GR-E3-0560-40-B-A
- Tribünendraufsicht:
 - xxx -3-TW-GR-XX-0600-XX-B-A
 - xxx -3-TW-GR-XX-0610-10-B-A
 - xxx -3-TW-GR-XX-0620-20-B-A
 - xxx -3-TW-GR-XX-0630-20-B-A
 - xxx -3-TW-GR-XX-0640-30-B-A
 - xxx -3-TW-GR-XX-0650-40-B-A
 - xxx -3-TW-GR-XX-0660-40-B-A
- Schnitte:
 - xxx -3-TW-SN-XX-0900-XX-B-A
 - xxx -3-TW-SN-XX-0901-XX-B-A
 - xxx -3-TW-SN-XX-0902-XX-A-A
 - xxx -3-TW-SN-XX-0903-XX-B-A
 - xxx -3-TW-SN-XX-0904-XX-A-A

- Baugrunduntersuchungen vom 22.03.2024

- Windkanalversuche vom 31.07.2025

Pos. 0.X.7**Literatur / Normen / Software****Pos. 0.X.7.1****Literatur**

- F. Fingerloos, J. Egger, K. Zilch: Eurocode 2 für Deutschland
 - Schneider Bautabellen für Ingenieure
 - Betonkalender verschiedene Jahrgänge
 - Stahlbaukalender verschiedene Jahrgänge
 - DAfStb Hefte 240, 599, 600, etc.
 - DAfStb Heft 555: Erläuterung zur DAfStb-Richtlinie „Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton“
 - DAfStb Richtlinie „Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton“
 - Hinweise und Erläuterungen zur Neuauflage der DAfStb-Richtlinie „Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton“
 - Bauteilkatalog „Planungshilfe für dauerhafte Betonbauteile“ (Betonmarketing Deutschland GmbH)
 - Merkblätter Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V. „Parkhäuser und Tiefgaragen“
- 

Pos. 0.X.7.2**Normen**

Die Bemessung der tragenden Konstruktionselemente erfolgt nach den anerkannten normativen Regeln und nach dem Stand der Technik. Zur Anwendung kommen die zuständigen Teile des Eurocodes inkl. deren nationaler Anhänge in der jeweils aktuell gültigen Fassung zum Zeitpunkt der Statik Erstellung:

Norm	Inhalt	Stand
Grundlagen		
DIN EN 1990 (Eurocode 0)	Grundlagen der Tragwerksplanung Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010	2010-12
DIN EN 1990/NA	Nationaler Anhang	2010-12
DIN EN 1990/NA/A1	Nationaler Anhang, Änderung A1	2012-08

Lastannahmen		
DIN EN 1991 (Eurocode 1) DIN EN 1991-1-1	Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau; Deutsche Fassung EN 1991-1-1:2002 + AC:2009	2010-12
DIN EN 1991-1- 1/NA	Nationaler Anhang	2010-12
DIN EN 1991-1- 1/NA/A1	Nationaler Anhang, Änderung A1	2015-05
DIN EN 1991-1-2	Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen Brandeinwirkungen auf Tragwerke; Deutsche Fassung EN 1991-1-2:2002 + AC:2009	2010-12
DIN EN 1991-1-2 Berichtigung 1	Berichtigung 1	2013-08
DIN EN 1991-1-2/NA	Nationaler Anhang	2015-09
DIN EN 1991-1-3	Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten; Deutsche Fassung EN 1991-1-3:2003 + AC:2009	2010-12
DIN EN 1991-1-3/A1	Änderung A1	2015-12
DIN EN 1991-1-3/NA	Nationaler Anhang	2019-04
DIN EN 1991-1-4	Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen Windlasten; Deutsche Fassung EN 1991-1-4: 2005 + A1:2010 + AC:2010	2010-12
DIN EN 1991-1-4/NA	Nationaler Anhang	2010-12
DIN EN 1991-1-5	Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen Temperatureinwirkungen; Deutsche Fassung EN 1991-1-5:2003 + AC:2009	2010-12
DIN EN 1991-1-5/NA	Nationaler Anhang	2010-12

DIN EN 1991-1-6	Teil 1-6: Allgemeine Einwirkungen, Einwirkungen während der Bauausführung; Deutsche Fassung EN 1991-1-6:2005 + AC:2008	2010-12
DIN EN 1991-1-6 Berichtigung 1	Berichtigung 1	2013-08
DIN EN 1991-1-6/NA	Nationaler Anhang	2010-12
DIN EN 1991-1-7	Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen Außergewöhnliche Einwirkungen; Deutsche Fassung EN 1991-1-7:2006 + AC:2010	2010-12
DIN EN 1991-1-7/A1	Änderung A1	2014-08
DIN EN 1991-1-7/NA	Nationaler Anhang	2019-09
DIN EN 1991-2	Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC:2010	2010-12
DIN EN 1991-2/NA	Nationaler Anhang	2012-08

Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau		
DIN EN 1992 (Eurocode 2)	Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken	
DIN EN 1992-1-1	Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010	2011-01
DIN EN 1992-1-1/A1	Änderung A1	2015-03
DIN EN 1992-1-1/NA	Nationaler Anhang	2013-04
DIN EN 1992-1-1/NA/A1	Nationaler Anhang, Änderung A1	2015-12
DIN EN 1992-1-2	Teil 1-2: Allgemeine Regeln Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung EN 1992-1-2:2004 + AC:2008	2010-12
DIN EN 1992-1-2/A1	Teil 1-2: Allgemeine Regeln Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung EN 1992-1-2:2004-A1:2019	2019-11
DIN EN 1992-1-2/NA	Nationaler Anhang	2010-12
DIN EN 1992-1-2/NA/A1	Nationaler Anhang, Änderung A1	2019-11
DIN EN 1992-1-2/NA/A2	Nationaler Anhang, Änderung A2	2021-04

Stahlbau		
DIN EN 1993 (Eurocode 3)	Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten	
DIN EN 1993-1-1	Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1993-1-1:2005 + AC:2009	2010-12
DIN EN 1993-1-1/A1	Änderung A1	2014-07
DIN EN 1993-1-1/NA	Nationaler Anhang	2018-12
DIN EN 1993-1-2	Teil 1-2: Allgemeine Regeln Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung EN 1993-1-2:2005 + AC:2009	2010-12
DIN EN 1993-1-2/NA	Nationaler Anhang	2010-12
DIN EN 1993-1-3	Teil 1-3: Allgemeine Regeln Ergänzende Regeln für kaltgeformte Bauteile und Bleche; Deutsche Fassung EN 1993-1-3:2006 + AC:2009	2010-12
DIN EN 1993-1-3/NA	Nationaler Anhang	2017-05
DIN EN 1993-1-8	Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen; Deutsche Fassung EN 1993-1-8:2005 + AC:2009	2010-12
DIN EN 1993-1-8/NA	Nationaler Anhang	2020-11

Grundbau		
DIN EN 1997 (Eurocode 7)	Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik	
DIN EN 1997-1	Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997 1 :2004 + AC:2009 + A1:2013	2014-03
DIN EN 1997-1/NA	Nationaler Anhang	2010-12

Konstruktiver Brandschutz		
DIN 4102 versch. Teile	Brandverhalten von Baustoffen u. Bauteilen	

Pos. 0.X.7.3**Verwendete Software**

- mb AEC Software (Baustatik und FEM)
 - Dlubal Software R-Stab (Stabwerksprogramm) und RFEM (FEM- Statikprogramm)
 - RIB - Software
 - InfoGraph - Software
 - MS-Office Programme (Word, Excel etc.)
 - Herstellerprogramme (Halfen, Fischer, Hilti, Schöck etc.)
- 

Pos. 0.X.8**Brandschutz****Allgemeines**

Es liegt ein Brandschutzkonzept vor, aufgestellt von:

[REDACTED]

Brandschutz für den Stahlbau

Gemäß des Brandschutzkonzeptes bestehen keine Brandschutzanforderungen an den Stahlbau.

Konstruktiver Brandschutz für den Betonbau

Gemäß dem Brandschutzkonzept ist für alle tragenden Bauteile die Feuerwiderstandsklasse R 90 einzuhalten. Grundlage des Nachweises ist DIN EN 1992-1-2. Hiernach sind zwei Nachweisarten möglich:

Rechnerischer Nachweis (Heißbemessung)

Diese Nachweisart wird in der nachfolgenden Statischen Berechnung im Bedarfsfall für die Stützen verwendet.

Nachweis anhand von tabellarischen Daten

gemäß Abschnitt 5 der DIN EN 1992-1-2. Diese Nachweisart wird für die Wände, Balken, Decken und Stützen verwendet.

Für die maßgebende Einwirkungskombination beim Brand gilt:

$$E_{d,fi} = G_k + \psi_1 \cdot Q_{k,N}$$

mit

$Q_{k,N}$ vertikale Nutzlast

$\psi_1 = 0,5$... für Wohngebäude, Büros

$\psi_1 = 0,7$... für Versammlungsräume (hier zutreffend)

$\psi_1 = 0,9$... für Lagerräume

Für die Mindestabmessungen ist die Art des Zuschlagsstoffes von Einfluss. Bei kalksteinhaltigen Zuschlägen können die Mindestabmessungen um 10 % reduziert werden. Es wird als ungünstigster Fall von quarzhaltigen Zuschlägen ausgegangen.

Gemäß den eingeführten Technischen Baubestimmungen gilt für den Brandschutz die

DIN EN 1992-1-2 mit DIN EN 1992-1-2/NA

**“Eurocode 2, Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken,
Teil 1-2: Allgemeine Regeln- Tragwerksbemessung für den Brandfall“**

Als ergänzende Technische Regel zum Brandschutz werden die folgenden Regelwerke für die Nachweise des konstruktiven Brandschutzes angesetzt:

DIN 4102-4_2016-05

in Verbindung mit der DIN 4102, Teil 22 (2004),

der „Anwendungsnorm zur DIN 4102-4 auf der Bemessungsbasis von Teilsicherheitsbeiwerten“.

Für alle tragenden Stahlbetonbauteile werden die **R90**-Kriterien, bzw. Anforderungen eingehalten.

Zusammenstellung der tabellarischen Daten aus DIN EN 1992-1-2 für den Brandschutznachweis von Wänden, Balken, Decken und Stützen ist den nachfolgenden Seiten zu entnehmen.

Pos. 0.X.8.1**Wände - Tabellarische Daten für den Brandschutznachweis****5.4 Wände****5.4.1 AC Nichttragende, raumabschließende Trennwände AC**

(1) AC Sofern für den Feuerwiderstand einer Wand AC nur die Erfüllung der Kriterien Wärmedämmung I und Raumabschluss E erforderlich ist, darf die Mindestdicke nicht kleiner sein als in Tabelle 5.3 angegeben. Forderungen an den Achsabstand werden nicht gestellt.

(2) Werden kalksteinhaltige Zuschläge verwendet, darf die Mindestdicke nach Tabelle 5.3 um 10 % vermindert werden.

(3) Damit übermäßige thermische Verformungen mit nachfolgendem Verlust des Raumabschlusses zwischen Wand und Deckenplatte vermieden werden, sollte das Verhältnis von lichter Wandhöhe zu Wanddicke nicht größer als 40 sein.

Tabelle 5.3 — AC Mindestwanddicke nichttragender, raumabschließende Trennwände AC

Feuerwiderstandsklasse	Mindestwanddicke (mm)
1	2
EI 30	60
EI 60	80
EI 90	100
EI 120	120
EI 180	150
EI 240	175

5.4.2 Tragende Betonwände

(1) Ein anforderungsgerechter Feuerwiderstand tragender Stahlbetonwände kann mit den Zahlenwerten in Tabelle 5.4 und den folgenden Regeln nachgewiesen werden.

(2) Für unbewehrte Betonwände (siehe EN 1992-1-1, Abschnitt 12) dürfen die Mindestwanddicken nach Tabelle 5.4 verwendet werden.

(3) 5.4.1 (2) und (3) gelten auch für tragende Betonwände.

AC ANMERKUNG Das Verhältnis von lichter Wandhöhe zu Wanddicke ist in 5.4.1 (3) begrenzt auf 40. Die lichte Höhe einer Wand berücksichtigt die Einschränkung, dass tabellarische Daten nur für ausgesteifte Bauwerke gegeben werden, siehe die entsprechende Einschränkung für Stützen in 5.3.1. AC

Tabelle 5.4 — AC Mindestdicke und -achsabstände für tragende Betonwände AC

Feuerwiderstands-kategorie	Mindestmaße (mm)			
	Wanddicke/Achsabstand für			
	$\mu_{fi} = 0,35$		$\mu_{fi} = 0,7$	
	Brandbean-sprucht auf einer Seite	Brandbean-sprucht auf zwei Seiten	Brandbean-sprucht auf einer Seite	Brandbean-sprucht auf zwei Seiten
1	2	3	4	5
REI 30	100/10*	120/10*	120/10*	120/10*
REI 60	110/10*	120/10*	130/10*	140/10*
REI 90	120/20*	140/10*	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/40	200/45	210/50	270/55
REI 240	230/55	250/55	270/60	350/60

* Normalerweise reicht die nach EN 1992-1-1 erforderliche Betondeckung.

ANMERKUNG Für die Definition von μ_{fi} siehe 5.3.2 (3).

5.4.3 Brandwände

(1) Sofern eine Brandwand zusätzlich zu 5.4.1 und 5.4.2 die Anforderung an mechanische Widerstandsfähigkeit gegen horizontale Stoßbeanspruchung (Kriterium M, siehe 2.1.2 (6)) erfüllen muss, darf die Mindestdicke bei Ausführung in Normalbeton nicht kleiner sein als:

- 200 mm für eine unbewehrte Wand,
- 140 mm für eine bewehrte, tragende Wand,
- 120 mm für eine bewehrte, nichttragende Wand,

und der Achsabstand einer tragenden Wand darf nicht kleiner als 25 mm sein.

Hinweis: $\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd}$ $N_{Ed,fi}$ - der Bemessungswert der Längskraft im Brandfall
 N_{Rd} - der Bemessungswert der Tragfähigkeit der Stütze bei Normaltemperatur

$$\mu_f \approx \eta_{fi} = E_{d,fi} / E_d \approx 0,7$$

Pos. 0.X.8.2

Balken - Tabellarische Daten für den Brandschutznachweis

Tabelle 5.5 — Mindestmaße und -achsabstände für statisch bestimmt gelagerte Balken aus Stahlbeton und Spannbeton

Feuerwiderstandsklasse	Mindestmaße (mm)						
	Mögliche Kombinationen von a und $b_{\min}$, dabei ist a der mittlere Achsabstand und $b_{\min}$ die Mindestbalkenbreite				Stegdicke b_w		
					Klasse WA	Klasse WB	Klasse WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	$b_{\min} = 80$ $a = 25$	120 20	160 15*	200 15*	80	80	80
R 60	$b_{\min} = 120$ $a = 40$	160 35	200 30	300 25	100	80	100
R 90	$b_{\min} = 150$ $a = 55$	200 45	300 40	400 35	110	100	100
R 120	$b_{\min} = 200$ $a = 65$	240 60	300 55	500 50	130	120	120
R 180	$b_{\min} = 240$ $a = 80$	300 70	400 65	600 60	150	150	140
R 240	$b_{\min} = 280$ $a = 90$	350 80	500 75	700 70	170	170	160
$a_{sd} = a + 10\text{mm}$ (siehe Anmerkung unten)							

Bei Spannbetonbalken sollte der Achsabstand entsprechend 5.2(5) vergrößert werden.

a_{sd} ist der seitliche Achsabstand der Eckstäbe (bzw. des -spannglieds oder -drahts) in Balken mit nur einer Bewehrungslage. Für größere $b_{\min}$ -Werte als die nach Spalte 4 ist eine Vergrößerung von a_{sd} nicht erforderlich.

* Normalerweise reicht die nach EN 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.

Tabelle 5.6 — Mindestmaße und -achsabstände für statisch unbestimmt gelagerte Balken (Durchlaufbalken) aus Stahlbeton und Spannbeton (siehe auch Tabelle 5.7).

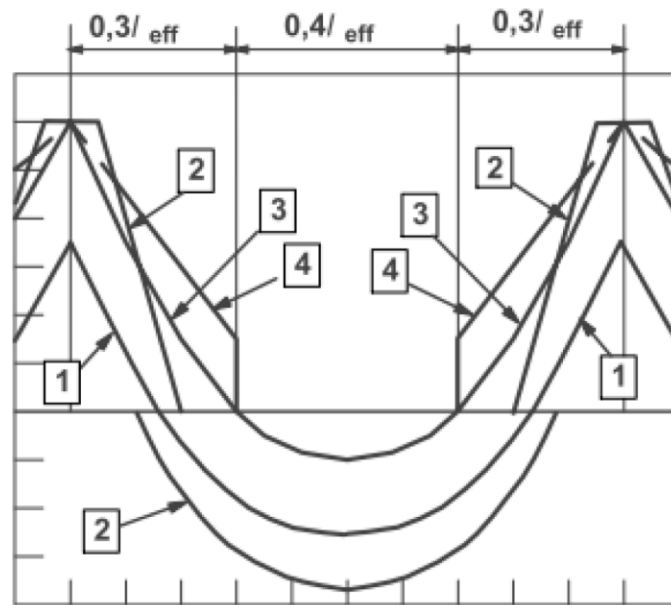
Feuerwider- standsdauer	Mindestmaße (mm)						
	Mögliche Kombinationen von a und $b_{\min}$, dabei ist a der mittlere Achsabstand und $b_{\min}$ die Balkenbreite				Stegdicke b_w		
					Klasse WA	Klasse WB	Klasse WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	$b_{\min}= 80$ $a = 15^*$	160 12*			80	80	80
R 60	$b_{\min}= 120$ $a = 25$	200 12*			100	80	100
R 90	$b_{\min}= 150$ $a = 35$	250 25			110	100	100
R 120	$b_{\min}= 200$ $a = 45$	300 35			450 35	500 30	130
R 180	$b_{\min}= 240$ $a = 60$	400 50	550 50	600 40	150	150	140
R 240	$b_{\min}= 280$ $a = 75$	500 60	650 60	700 50	170	170	160
$a_{sd} = a + 10\text{mm}$ (siehe Anmerkung unten)							
Für Spannbetonbalken sollte der Achsabstand entsprechend 5.2 (5) vergrößert werden. a_{sd} ist der seitliche Achsabstand der Eckstäbe (bzw. des -spannglieds oder -drahts) in Balken mit nur einer Bewehrungslage. Für größere $b_{\min}$ -Werte als die nach Spalte 3 ist eine Vergrößerung von a_{sd} nicht erforderlich. * Normalerweise reicht die nach EN 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.							

(3) Der Querschnitt der oberen Bewehrung über jeder Zwischenstütze sollte bei Feuerwiderstandsklassen R 90 und höher auf eine Länge von $0,3l_{\text{eff}}$ (wie in Abschnitt 5 von EN 1992-1-1 definiert) von der Mittellinie der Unterstützung aus gemessen (siehe Bild 5.6) nicht kleiner sein als:

$$A_{s,\text{req}}(x) = A_{s,\text{req}}(0) \cdot (1 - 2,5x/l_{\text{eff}}) \quad (5.11)$$

Dabei ist

- x die Entfernung des betrachteten Querschnitts von der Mittellinie der Unterstützung $x \leq 0,3l_{\text{eff}}$;
- $A_{s,\text{req}}(0)$ der erforderlicher Querschnitt der oberen Bewehrung über der Unterstützung entsprechend EN 1992-1-1;
- $A_{s,\text{req}}(x)$ der erforderlicher Querschnitt der oberen Bewehrung im betrachteten Schnitt (x) von der Mittellinie der Unterstützung, jedoch nicht kleiner als die nach EN 1992-1-1 verlangte Bewehrung $A_s(x)$;
- l_{eff} die effektive Stützweite. Sofern die effektive Stützweite in den angrenzenden Feldern unterschiedlich ist, sollte der größere Wert genommen werden.

**Legende**

- 1 Kurve der Biegemomente aus Lasten beim Brand zur Zeit $t = 0$;
- 2 Umhüllende der durch die Zugbewehrung aufzunehmenden Biegemomente aus Lasten entsprechend EN 1992-1-1;
- 3 Kurve der Biegemomente unter Brandeinwirkung;
- 4 Umhüllende der aufnehmbaren Biegemomente entsprechend Gleichung (5.11).

Bild 5.6 — Umhüllende der aufnehmbaren Biegemomente über den Stützen im Brandfall

Pos. 0.X.8.3

Decken (Platten) - Tabellarische Daten für den Brandschutznachweis

Tabelle 5.8 — Mindestmaße und -achsabstände für statisch bestimmt gelagerte, einachsig und zweiachsig gespannte Stahlbeton- und Spannbetonplatten

Feuerwiderstandsklasse	Plattendicke h_s (mm)	Mindestabmessungen (mm)		
		einachsig	Achsabstand a	
			zweiachsig $l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2$
1	2	3	4	5
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

l_x und l_y sind die Spannweiten einer zweiachsig gespannten Platte (beide Richtungen rechtwinklig zueinander), wobei l_y die längere Spannweite ist.

Bei Spannbetonplatten ist die Vergrößerung des Achsabstandes entsprechend 5.2 (5) zu beachten.

Der Achsabstand a in den Spalten 4 und 5 gilt für zweiachsig gespannte Platten, die an allen vier Rändern gestützt sind. Trifft das nicht zu, sind die Platten wie einachsig gespannte Platten zu behandeln.

* Normalerweise reicht die nach EN 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.

5.7.3 Statisch unbestimmt gelagerte Platten (Durchlaufplatten)

(1) Die Zahlenwerte in Tabelle 5.8 (Spalten 2 und 4) gelten auch für einachsig und zweiachsig gespannte statisch unbestimmt gelagerte Platten (Durchlaufplatten).

(2) Tabelle 5.8 und die folgenden Regeln gelten für Platten, bei denen die Momentenumlagerung bei Normaltemperatur nicht mehr als 15 % beträgt. Sofern nicht genauer gerechnet wird und die Momentenumlagerung 15 % überschreitet oder sofern die Bewehrungsregeln dieser Norm nicht befolgt werden, ist jedes Feld der Platte wie eine statisch bestimmt gelagerte Platte unter Anwendung von Tabelle 5.8 (Spalte 2, 3, 4 oder 5) nachzuweisen.

Die Regeln in 5.6.3 (3) für Durchlaufbalken gelten auch für Durchlaufplatten. Sofern diese Regeln nicht befolgt werden, sollte jedes Feld einer Durchlaufplatte wie eine statisch bestimmt gelagerte Platte (siehe oben) nachgewiesen werden.

ANMERKUNG Zusätzliche Regeln zur Rotationsfähigkeit über den Auflagern können in den Nationalen Anhängen gegeben werden.

(3) Über den Zwischenstützen sollte eine Mindestbewehrung $A_s \geq 0,005 A_c$ angeordnet werden, wenn folgende Bedingungen erfüllt sind:

- Es wird kaltverformter Betonstahl verwendet;
- Bei Zweifeld-Durchlaufplatten ist an den Endauflagern entsprechend den Bemessungsvorgaben nach EN 1992-1-1 und/oder aufgrund entsprechender Bewehrung (siehe z. B. EN 1992-1-1, Abschnitt 9) keine Biegeeinspannung vorgesehen;
- Lastwirkungen quer zur Spannrichtung können nicht umgelagert werden, z. B. weil vorhandene Zwischenwände oder andere Unterstützungen in Spannrichtung bei der Bemessung nicht in Rechnung gestellt wurden (siehe Bild 5.8).

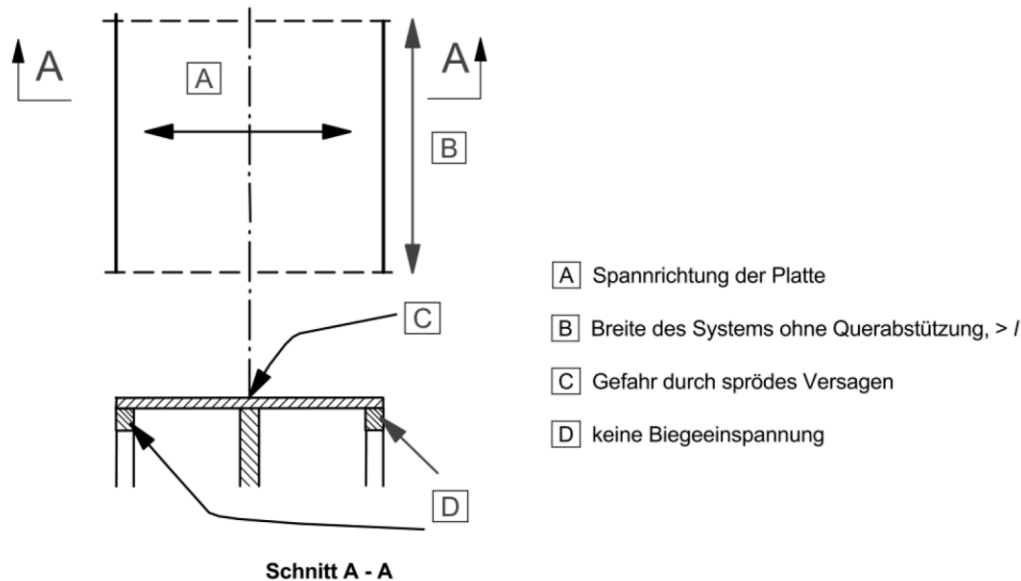


Bild 5.8 — Plattensysteme, für die entsprechend 5.7.3 (3) ein Mindestbewehrungsquerschnitt angeordnet werden sollte

5.7.4 Flachdecken

(1) Die folgenden Regeln gelten für Flachdecken, bei denen die Momentenumlagerung nach EN 1992-1-1, Abschnitt 2, 15 % nicht überschreitet. Anderenfalls sollten der Achsabstand wie für einachsig gespannte Platten (Tabelle 5.8, Spalte 3) und die Minstdicke nach Tabelle 5.9 gewählt werden.

(2) Für Feuerwiderstandsklassen REI 90 und höher sollten in jeder Richtung mindestens 20 % der nach EN 1992-1-1 erforderlichen Bewehrung über den Zwischenauflägern über die ganze Spannweite durchgeführt werden. Diese Bewehrung sollte in den Stützstreifen angeordnet werden.

(3) Die Mindestplattendicke sollte nicht (z. B. durch Anrechnung von Fußbodenbeschichtungen) verkleinert werden.

(4) Als Achsabstand a gilt der Achsabstand der unteren Bewehrungslage.

Tabelle 5.9 — Mindestmaße und Achsabstände für Flachdecken aus Stahlbeton und Spannbeton

Feuerwiderstandsklasse	Mindestmaße (mm)	
	Plattendicke h_s	Achsabstand a
1	2	3
REI 30	150	10*
REI 60	180	15*
REI 90	200	25
REI 120	200	35
REI 180	200	45
REI 240	200	50

* Normalerweise reicht die nach EN 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.

Pos. 0.X.8.4**Stützen - Tabellarische Daten für den Brandschutznachweis****5.3 Stützen****5.3.1 Allgemeines**

(1) Zwei Methoden, Methode A und Methode B, werden angeboten.

ANMERKUNG [AC] Methode A und Methode B gelten für Stützen in ausgesteiften Bauwerken. Berechnungsverfahren für Stützen in nicht ausgesteiften Bauwerken [AC] können im Nationalen Anhang eines Landes aufgeführt sein.

5.3.2 Methode A Regelfall

(1) Der Feuerwiderstand von überwiegend auf Druck beanspruchten schlaff bewehrten und vorgespannten Betonstützen [AC] *gestrichener Text* [AC] kann als ausreichend angesehen werden, wenn die Werte in Tabelle 5.2a zusammen mit den folgenden Regeln eingehalten werden.

(2) Die Werte in Tabelle 5.2a für die Mindestabmessung der Stütze $b_{\min}$ und den Achsabstand der Längsbewehrung a gelten nur für

- die Ersatzlänge der Stütze (Definition siehe EN 1992-1-1, Abschnitt 5) im Brandfall $l_{0,fi} \leq 3 \text{ m}$;
- die Lastausmitte nach Theorie I. Ordnung [AC] im Brandfall $e = M_{0Ed,fi} / N_{Ed,fi} \leq e_{\max}$ [AC];
- die Bewehrung $A_s < 0,04 A_c$.

ANMERKUNG 1 Der Wert von $e_{\max}$, in den Grenzen $0,15h$ (oder b) $\leq e_{\max} \leq 0,4h$ (oder b), der in einem bestimmten Land angewendet wird, ist in dessen Nationalem Anhang angegeben. Der empfohlene Wert ist $0,15h$ (oder b).

ANMERKUNG 2 [AC] Die Ersatzlänge der Stütze im Brandfall $l_{0,fi}$ kann in allen Fällen mit l_0 bei Normaltemperatur gleichgesetzt werden. Für Bauwerke mit einer erforderlichen Feuerwiderstandsdauer größer als 30 Minuten darf die Ersatzlänge $l_{0,fi}$ für Stützen in innen liegenden Geschossen zu $0,5 l$ und für Stützen im obersten Geschoss zu $0,5 l \leq l_{0,fi} \leq 0,7 l$ angenommen werden. [AC] Dabei ist l die Stützenlänge zwischen den Einspannstellen.

ANMERKUNG 3 Für die Lastausmitte nach Theorie I. Ordnung im Brandfall darf der Wert aus der Bemessung bei Normaltemperatur angesetzt werden.

(3) [AC] Der Ausnutzungsgrad im Brandfall μ_{fi} wird nach Gleichung 5.6 ermittelt. Mindestquerschnittswerte und Achsabstände von Stützen in Abhängigkeit von μ_{fi} , sind in der Tabelle 5.2a dargestellt. [AC]

$$\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd} \quad (5.6)$$

Dabei ist

$N_{Ed,fi}$ der Bemessungswert der Längskraft im Brandfall;

N_{Rd} der Bemessungswert der Tragfähigkeit der Stütze bei Normaltemperatur.

N_{Rd} wird nach EN 1992-1-1 mit γ_m für Normaltemperatur sowie unter Berücksichtigung von Verformungseinflüssen infolge [AC] Theorie II. Ordnung und einer Lastausmitte in der Größe [AC] der Ausmitte von $N_{Ed,fi}$ berechnet.

ANMERKUNG 1 [AC] Als Näherung kann der Reduktionsfaktor η_{fi} anstelle [AC] von μ_{fi} für den Bemessungswert der Belastung (siehe 2.4.2) genommen werden, weil η_{fi} davon ausgeht, dass die Stütze bei der Bemessung bei Normaltemperatur voll ausgelastet ist.

Tabelle 5.2a — Mindestquerschnittsabmessungen und Achsabstände von Stützen mit Rechteck- oder Kreisquerschnitt

Feuerwiderstands- klasse	Mindestmaße (mm)			
	Stützenbreite $b_{\min}$ / Achsabstand a			
	brandbeansprucht auf mehr als einer Seite			brandbeansprucht auf einer Seite
	$\mu_{fi} = 0,2$	$\mu_{fi} = 0,5$	$\mu_{fi} = 0,7$	$\mu_{fi} = 0,7$
1	2	3	4	5
R 30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R 60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R 90	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40**	155/25
R 120	250/40 350/35	350/45** 450/40**	350/57** 450/51**	175/35
R 180	350/45**	350/63**	450/70**	230/55
R 240	350/61**	450/75**	—	295/70
** Mindestens 8 Stäbe [AC] Bei vorgespannten Stützen ist die Vergrößerung des Achsabstandes nach 5.2 (5) zu beachten. [AC]				
ANMERKUNG Tabelle 5.2a berücksichtigt den [AC] <i>gestrichener Text</i> [AC] Wert für $\alpha_{cc} = 1,0$				

(4) [AC] Für die Berechnung der Branddauer R [min] darf Gleichung (5.7) verwendet werden:

$$R = 120 \left((R_{\eta fi} + R_a + R_l + R_b + R_n) / 120 \right)^{1,8} \text{ min} \quad [AC] \quad (5.7)$$

Dabei ist

$$R_{\text{fi}} = 83 \left[1,00 - \mu_{\text{fi}} \frac{(1 + \omega)}{(0,85 / \alpha_{\text{cc}}) + \omega} \right]$$

$$R_a = 1,60 (a - 30)$$

$$R_l = 9,60 (5 - l_{0,\text{fi}})$$

$$R_b = 0,09 b'$$

$$R_n = 0 \text{ für } n = 4 \text{ (nur Eckstäbe vorhanden)}$$

$$= 12 \quad \text{für } n > 4$$

a der Achsabstand der Längsbewehrung (mm); $25 \text{ mm} \leq a \leq 80 \text{ mm}$;

$l_{0,\text{fi}}$ i die Ersatzlänge der Stütze im Brandfall; $2 \text{ m} \leq l_{0,\text{fi}} \leq 6 \text{ m}$;
Werte von $l_{0,\text{fi}} = 2 \text{ m}$ geben sichere Ergebnisse für Stützen mit $l_{0,\text{fi}} < 2 \text{ m}$;

b' $= 2A_c / (b+h)$ für Rechteckquerschnitte
 $= \phi_{\text{col}}$ für Kreisquerschnitte (mm)
 $200 \text{ mm} \leq b' \leq 450 \text{ mm}$; $h \leq 1,5 b$;

ω der mechanische Bewehrungsgrad bei Normaltemperatur: $\omega = \frac{A_s f_{\text{yd}}}{A_c f_{\text{cd}}}$;

α_{cc} der Abminderungsbeiwert für die Betondruckfestigkeit (siehe EN 1992-1-1).

AC Für die Lastausmitte nach Theorie I. Ordnung im Brandfall **AC** gelten die Anwendungsgrenzen nach 5.3.2 (2).

5.3.3 Methode B

(1) Der Feuerwiderstand von Stahlbetonstützen kann durch Tabelle 5.2b in Verbindung mit den folgenden Regeln ermittelt werden. Weitere Informationen werden im Anhang C gegeben.

(2) Tabelle 5.2b ist nur für Stützen in ausgesteiften Bauwerken gültig und wenn die folgenden Bedingungen eingehalten werden:

— das Lastniveau n bei Normaltemperatur (siehe EN 1992-1-1, 5.8) nach Gleichung (5.8a) ermittelt wird

$$\text{AC } n = N_{\text{Ed,fi}} / (0,7(A_c f_{\text{cd}} + A_s f_{\text{yd}})) \quad \text{AC} \quad (5.8a)$$

— die Ausmitte nach Theorie I. Ordnung im Brandfall e nach Gleichung (5.8b) ermittelt wird

$$\text{AC } e = M_{0\text{Ed,fi}} / (N_{\text{Ed,fi}}) \quad \text{AC} \quad (5.8b)$$

dabei muss $e / b \leq 0,25$ sein, mit $e_{\text{max}} = 100 \text{ mm}$;

— die Schlankheit der Stütze im Brandfall λ_{fi} , nach Gleichung (5.8c) ermittelt wird

$$\lambda_{\text{fi}} = l_{0,\text{fi}} / i \quad (5.8c)$$

dabei muss $\lambda_{fi} \leq 30$ sein. AC gestrichener Text AC

Dabei ist

$l_{0,fi}$ die Ersatzlänge der Stütze im Brandfall;

b i die kleinste Querschnittsabmessung bei rechteckförmigen Stützen oder der Durchmesser bei runden Stützen;

$N_{0,Ed,fi}$ die Längskraft nach Theorie I. Ordnung im Brandfall;

$M_{0,Ed,fi}$ das Biegemoment nach Theorie I. Ordnung im Brandfall;

ω der mechanische Bewehrungsgrad bei Normaltemperatur: $\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$;

i der minimale Trägheitsradius.

(3) In Tabelle 5.2b wurden die Längskraft und das Biegemoment nach Theorie I. Ordnung mit der Belastung der Stütze bei Normaltemperatur nach Gleichungen (5.8a) und (5.8b) berücksichtigt. Verformungseinflüsse infolge Theorie II. Ordnung wurden AC gestrichener Text AC berücksichtigt.

ANMERKUNG 1 Für den Fall, dass η_{fi} nicht rechnerisch ermittelt wird, kann $N_{0,Ed,fi}$ zu $0,7 N_{0,Ed}$ ($\eta_{fi} = 0,7$, siehe 2.4.2) angenommen werden.

ANMERKUNG 2 Die Schlankheit λ_{fi} im Brandfall kann in allen Fällen der Schlankheit λ bei Normaltemperatur gleichgesetzt werden. AC Für Bauwerke mit einer erforderlichen Feuerwiderstandsdauer größer als 30 Minuten darf die Ersatzlänge $l_{0,fi}$ für Stützen in innen liegenden Geschossen zu $0,5 l$ und für Stützen im obersten Geschoss zu AC $0,5 l$ und für das oberste Geschoss zu $0,5 l \leq l_{0,fi} \leq 0,7 l$ angenommen werden. Dabei ist l die Stützenlänge zwischen den Einspannstellen.

Tabelle 5.2b — Mindestquerschnittsabmessungen und Achsabstände von Stützen mit Rechteck- oder Kreisquerschnitt

Feuerwiderstandsklasse	Mechanischer Bewehrungsgrad ω	Mindestmaße (mm). Stützenbreite b_{min} / Achsabstand a			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	0,100	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	300/30:350/25*
	0,500	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	1,000	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:300/25*
R 60	0,100	150/30:200/25*	200/40:300/25*	300/40:500/25*	500/25*
	0,500	150/25*	150/35:200/25*	250/35:350/25*	350/40:550/25*
	1,000	150/25*	150/30:200/25*	200/40:400/25*	300/50:600/30
R 90	0,100	200/40:250/25*	300/40:400/25*	500/50:550/25*	550/40:600/25*
	0,500	150/35:200/25*	200/45:300/25*	300/45:550/25*	500/50:600/40
	1,000	200/25*	200/40:300/25*	250/40:550/25*	500/50:600/45
R 120	0,100	250/50:350/25*	400/50:550/25*	550/25*	550/60:600/45
	0,500	200/45:300/25*	300/45:550/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50
	1,000	200/40:250/25*	250/50:400/25*	450/45:600/30	600/60
R 180	0,100	400/50:500/25*	500/60:550/25*	550/60:600/30	(1)
	0,500	300/45:450/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50	600/75
	1,000	300/35:400/25*	450/50:550/25*	500/60:600/45	(1)
R 240	0,100	500/60:550/25*	550/40:600/25*	600/75	(1)
	0,500	450/45:500/25*	550/55:600/25*	600/70	(1)
	1,000	400/45:500/25*	500/40:600/30	600/60	(1)

* Normalerweise reicht die nach EN 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.

(1) Die erforderliche Querschnittsbreite wird größer als 600 mm. Genauere Untersuchungen hinsichtlich des Knickens sind erforderlich.

(4) In Stützen mit $A_s \geq 0,02 A_c$ müssen für Feuerwiderstandsdauern über 90 min die Längsstäbe über die Querschnittsseiten gleichmäßig verteilt werden.

Pos. 0.X.9**Zugehörige Positionspläne**

Gründung:	xxx -4-TW-GR-FU-0100-XX-A-P	„Prüfung“	Gesamtplan
	xxx -4-TW-GR-FU-0110-10-B-P	„Prüfung“	Bauteil 1, Segment 10
	xxx -4-TW-GR-FU-0120-20-A-P	„Prüfung“	Bauteil 2, Segment 20
	xxx -4-TW-GR-FU-0130-20-A-P	„Prüfung“	Bauteil 3, Segment 20
	xxx -4-TW-GR-FU-0140-30-B-P	„Prüfung“	Bauteil 4, Segment 30
	xxx -4-TW-GR-FU-0150-40-A-P	„Prüfung“	Bauteil 5, Segment 40
	xxx -4-TW-GR-FU-0160-40-A-P	„Prüfung“	Bauteil 6, Segment 40
Decke über E0:	xxx -4-TW-GR-E0-0200-XX-A-P	„Prüfung“	Gesamtplan
	xxx -4-TW-GR-E0-0210-10-C-P	„Prüfung“	Bauteil 1, Segment 10
	xxx -4-TW-GR-E0-0220-20-A-P	„Prüfung“	Bauteil 2, Segment 20
	xxx -4-TW-GR-E0-0230-20-C-P	„Prüfung“	Bauteil 3, Segment 20
	xxx -4-TW-GR-E0-0240-30-C-P	„Prüfung“	Bauteil 4, Segment 30
	xxx -4-TW-GR-E0-0250-40-B-P	„Prüfung“	Bauteil 5, Segment 40
	xxx -4-TW-GR-E0-0260-40-A-P	„Prüfung“	Bauteil 6, Segment 40
Decke über E1:	xxx -4-TW-GR-E1-0300-XX-A-P	„Prüfung“	Gesamtplan
	xxx -4-TW-GR-E1-0310-10-C-P	„Prüfung“	Bauteil 1, Segment 10
	xxx -4-TW-GR-E1-0320-20-A-P	„Prüfung“	Bauteil 2, Segment 20
	xxx -4-TW-GR-E1-0330-20-C-P	„Prüfung“	Bauteil 3, Segment 20
	xxx -4-TW-GR-E1-0340-30-C-P	„Prüfung“	Bauteil 4, Segment 30
	xxx -4-TW-GR-E1-0350-40-B-P	„Prüfung“	Bauteil 5, Segment 40
	xxx -4-TW-GR-E1-0360-40-A-P	„Prüfung“	Bauteil 6, Segment 40
Decke über E2:	xxx -4-TW-GR-E2-0400-XX-A-P	„Prüfung“	Gesamtplan
	xxx -4-TW-GR-E2-0410-10-C-P	„Prüfung“	Bauteil 1, Segment 10
	xxx -4-TW-GR-E2-0420-20-A-P	„Prüfung“	Bauteil 2, Segment 20
	xxx -4-TW-GR-E2-0430-20-B-P	„Prüfung“	Bauteil 3, Segment 20
	xxx -4-TW-GR-E2-0440-30-C-P	„Prüfung“	Bauteil 4, Segment 30
	xxx -4-TW-GR-E2-0450-40-B-P	„Prüfung“	Bauteil 5, Segment 40
	xxx -4-TW-GR-E2-0460-40-A-P	„Prüfung“	Bauteil 6, Segment 40
Decke über E3 + Dach:	xxx -4-TW-GR-E3-0500-XX-C-P	„Prüfung“	Gesamtplan
	xxx -4-TW-GR-E3-0510-10-C-P	„Prüfung“	Bauteil 1, Segment 10
	xxx -4-TW-GR-E3-0520-20-C-P	„Prüfung“	Bauteil 2, Segment 20
	xxx -4-TW-GR-E3-0530-20-C-P	„Prüfung“	Bauteil 3, Segment 20
	xxx -4-TW-GR-E3-0540-30-C-P	„Prüfung“	Bauteil 4, Segment 30
	xxx -4-TW-GR-E3-0550-40-C-P	„Prüfung“	Bauteil 5, Segment 40
	xxx -4-TW-GR-E3-0560-40-C-P	„Prüfung“	Bauteil 6, Segment 40
Tribünen Draufsicht:	xxx -4-TW-GR-XX-0600-XX-B-P	„Prüfung“	Gesamtplan
	xxx -4-TW-GR-XX-0610-10-B-P	„Prüfung“	Bauteil 1, Segment 10
	xxx -4-TW-GR-XX-0620-20-B-P	„Prüfung“	Bauteil 2, Segment 20
	xxx -4-TW-GR-XX-0630-20-B-P	„Prüfung“	Bauteil 3, Segment 20
	xxx -4-TW-GR-XX-0640-30-B-P	„Prüfung“	Bauteil 4, Segment 30
	xxx -4-TW-GR-XX-0650-40-B-P	„Prüfung“	Bauteil 5, Segment 40
	xxx -4-TW-GR-XX-0660-40-B-P	„Prüfung“	Bauteil 6, Segment 40

Schnitte:	xxx -4-TW-SN-XX-0900-XX-B-P	„Prüfung“	Gesamtschnitte A bis G Tribünenplatten Dachbinder, Technik Tribünenbalken
	xxx -4-TW-SN-XX-0901-XX-B-P	„Prüfung“	
	xxx -4-TW-SN-XX-0902-XX-C-P	„Prüfung“	
	xxx -4-TW-SN-XX-0908-XX-B-P	„Prüfung“	
Treppenhäuser:	xxx -4-TW-SN-XX-0903-XX-C-P	„Prüfung“	Bauteile 2-6
	xxx -4-TW-SN-XX-0904-XX-C-P	„Prüfung“	Bauteil 1
Rampen:	xxx -4-TW-SN-XX-0905-XX-C-P	„Prüfung“	Rampen E-F/9-18 + E-F/55-65
	xxx -4-TW-SN-XX-0906-XX-C-P	„Prüfung“	Rampen E-F/23-30 + E-F/43-50
	xxx -4-TW-SN-XX-0907-XX-C-P	„Prüfung“	Rampen D-E/24-29 + 44-49, 27-30 + 43-46