

Vorgespannte Flachdecken am Beispiel eines Bürogebäudes in der HafenCity Hamburg

Dr.-Ing. Christine Döbert

Zusammenfassung:

Am Beispiel eines Bürogebäudes in der HafenCity Hamburg wird die Anwendung von verbundfrei vorgespannten Flachdecken aus Stahlbeton zur Realisierung schlanker Deckentragwerke vorgestellt. Neben der Erläuterung des angewandten Konzepts der „Freien Spanngliedführung“ wird insbesondere auf die Nachweise zur Begrenzung der zulässigen Bauteilverformung eingegangen.

Summary:

An office building in the HafenCity Hamburg is presented as an example for the realisation of nonbond prestressed slabs of concrete in order to achieve a slender structure. Beside the illustration of the concept “Freien Spanngliedführung” the check of maximum slab deformations is particularly described.

1 EINLEITUNG

Tragwerksplaner werden immer häufiger vor die Aufgabe gestellt, zur Optimierung des nutzbaren umbauten Raumvolumens und damit der Baukosten möglichst schlanke Deckensysteme bei entsprechend großen Spannweiten zu dimensionieren. Neben einer Kostenoptimierung steht hierbei der Wunsch nach Räumen mit großen offenen Flächen, die viel Flexibilität in der Nutzung zulassen, im Vordergrund. In diesem Zusammenhang stellt die Anwendung von verbundfrei vorgespannten Flachdecken aus Stahlbeton für den üblichen Hochbau eine interessante Lösung dar. Hiermit lassen sich schlanke Deckentragwerke mit großen Spannweiten und erhöhten Anforderungen an die Begrenzung der vertikalen Bauteilverformung realisieren.

Der vorliegende Beitrag stellt ein Bürogebäude in der HafenCity Hamburg vor, bei dem die Vorspannung zur Realisierung von schlanken Decken erfolgreich angewandt wurde. Nach einer kurzen Vorstellung des Bauvorhabens wird insbesondere auf das gewählte Spannverfahren der „Freien Spanngliedführung“, die Nachweise zur Begrenzung der Verformung und die Besonderheiten bei der Anwendung des Programms SOFISTIK eingegangen.

2 ENTWURF

Das 9-geschossige Bürogebäude mit einer Bruttogeschosflächenzahl von 12.000 m² entsteht auf dem Grundstück der ehemaligen Kaffeelagerei N.H.L. Hinsch & Cons., Am Sandtorpark 1, in der HafenCity Hamburg.



Abbildung 1: HafenCity Hamburg

Im Rahmen eines Wettbewerbs wurde über die architektonische Gestaltung des Gebäudes entschieden. Der Entwurf des Hamburger Büros Böge Lindner Architekten ging als Sieger aus dem Wettbewerb hervor und wurde von der Jury zur Realisierung empfohlen.

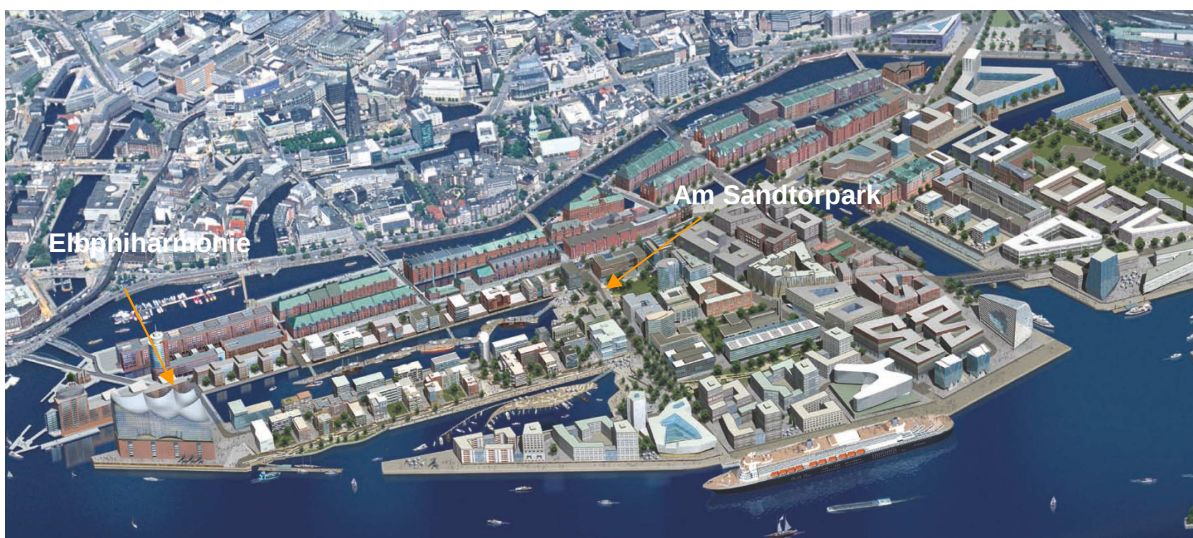


Abbildung 2: HafenCity Hamburg, Lage des Baufeldes Am Sandtorpark



Abbildung 3: HafenCity Hamburg, Übersicht der geplanten Gebäude Am Sandtorpark,

Der Siegerentwurf übernimmt die in der Masterplanqualifizierung vorgeschlagene S-Form. Der Baukörper gliedert sich in zwei proportionierte gegenläufige Winkel und wird in der Mitte durch ein flexibles Atrium verbunden. Die architektonische Grundidee des Verfassers ist, aus einer einfachen Großform ein durch Ausschnitte akzentuiertes Gebäude zu entwickeln. Die Ausschnitte dienen zudem einer sinnvollen Beleuchtung der Bürozonnen.



Abbildung 4: Bürogebäude Am Sandtorpark 1, Ansicht

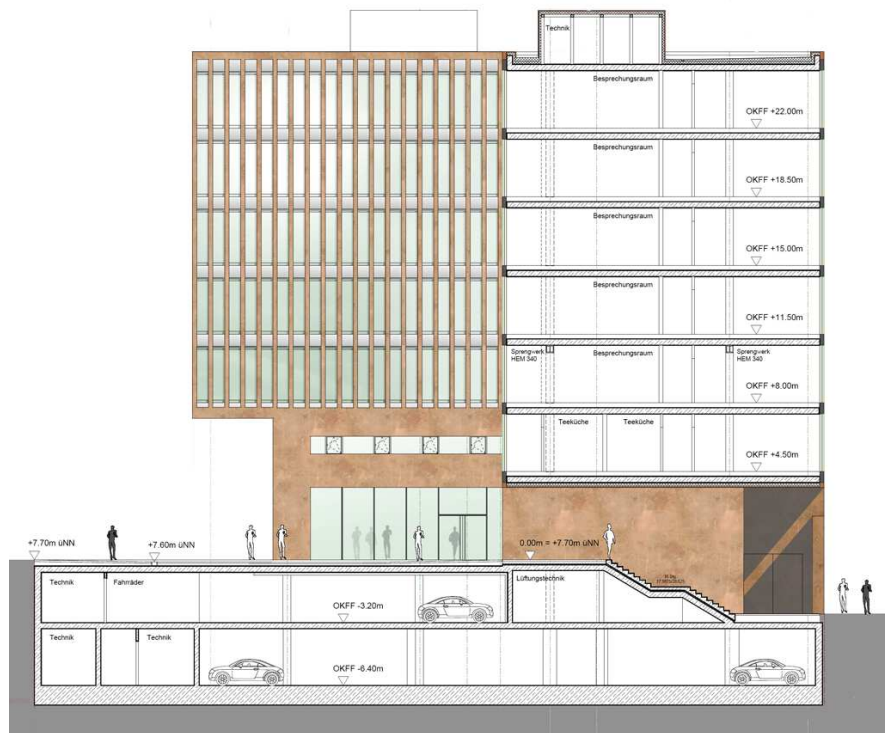


Abbildung 5: Bürogebäude Am Sandtorpark 1, Querschnitt

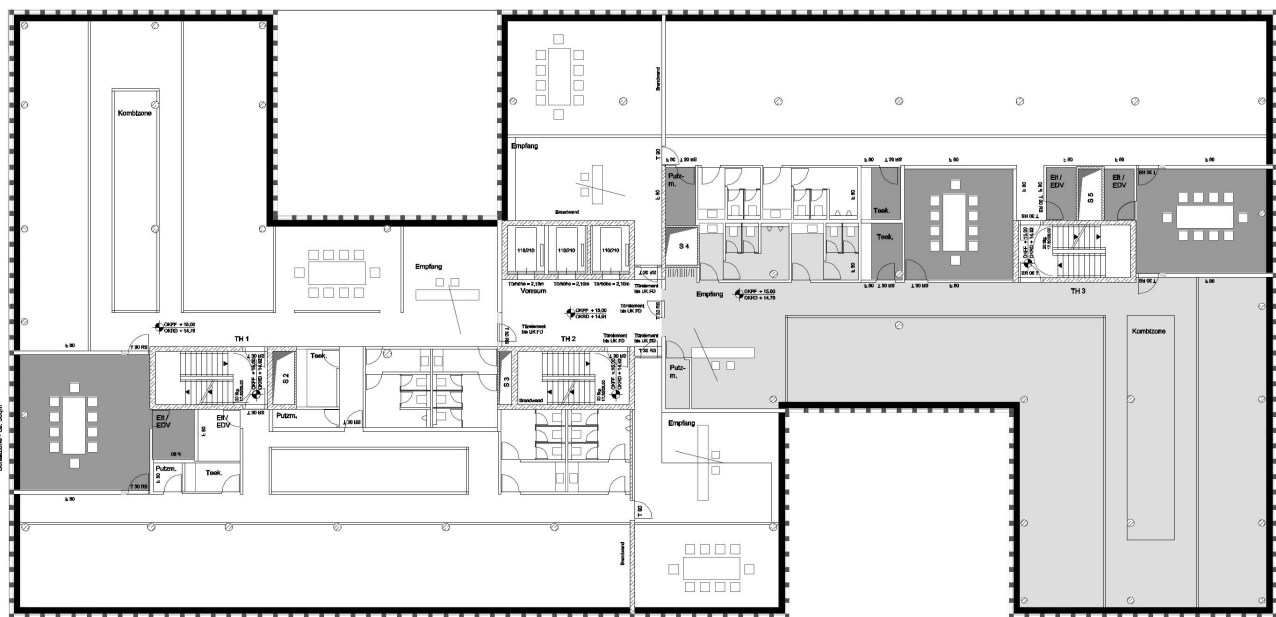


Abbildung 6: Bürogebäude Am Sandtorpark 1, Grundriss der Regelgeschossdecke

3 TRAGWERK

Das Bauwerk wird als Stahlbetonskelettbau ausgeführt. Die Aussteifung des Gebäudes erfolgt durch die vertikalen Stahlbetonbauteile der Treppenhäuser und Fahrstuhlschächte. In den Obergeschossen sind Stahlbetondecken mit einer Spannweite bis zu 9 m geplant. Auf der Nord- und Südseite kragen die Decken ab dem 1. Obergeschoss in Teilbereichen ca. 5 m über die Stützenachse hinaus. Die Deckenplatten sollen unterzugsfrei als Flachdecken ausgeführt werden, um so bei minimaler Bauwerkshöhe eine optimale Ausnutzung der zur Verfügung stehenden Geschosshöhe zu erzielen. Die Decken der Obergeschosse sind 32 cm dick, für die Untergeschossdecken ist eine Dicke von 30 cm vorgesehen.

Im Bereich der Deckenauskragung sieht der Entwurf vor, die Fassadenelemente an die Deckenränder anzuhängen und geschossweise abzufangen. Hierbei können die Fassadenelemente eine Verformung des Deckenrandes von maximal ± 10 mm aufnehmen. In Abbildung 7 ist der Anschluss der Fassade an die Decken dargestellt. Die Fassade ist als Elementfassade bestehend aus geschosshohen Fenstern mit vorgelagerter Prallscheibe zur Absturzsicherung geplant.

Um die Obergeschossdecken möglichst schlank unter Einhaltung der hohen Anforderung an die Verformung im Bereich der Auskragung ausführen zu können, werden die Stahlbetondecken ab dem 1. Obergeschoss mit Monolitzen vorgespannt.

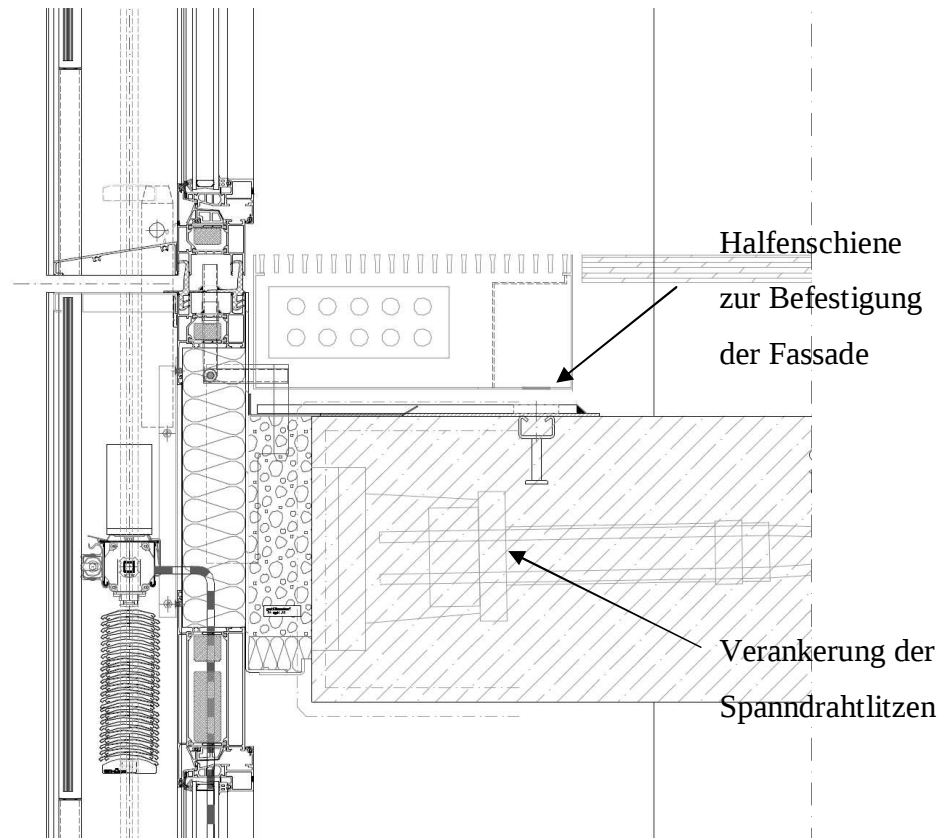


Abbildung 7: Fassadenschnitt; Anschluss der Fassade an die auskragende Decke

4 VORGESPANNTE FLACHDECKEN

4.1 Spannverfahren

Im Hinblick auf die einfache hochbaugerechte Handhabung werden die Flachdecken verbundfrei mit Hilfe des „Monolitenspannverfahrens“ vorgespannt. Die geringen Durchmesser der Monolitzen ermöglichen auch bei den vorliegenden dünnen Flachdecken relativ große Spannliedexzentrizitäten. Des Weiteren bieten sie den Vorteil, dass die Litzen prinzipiell auswechselbar sind und die Spannkraftverluste infolge Spannliedreibung sich im Vergleich zu Spannliedern mit nachträglichem Verbund deutlich reduzieren lassen. Zur Anwendung kommen Spanndrahtlitzen aus St 1570/1770 mit einem Nenndurchmesser von 15,7 mm, die zu Spannbändern bestehend aus 4 Litzen zusammengeführt und als Gruppe verankert werden.

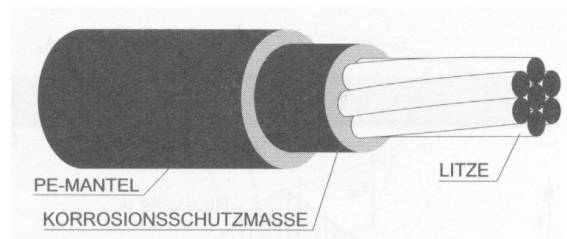


Abbildung 8: Siebendrähtige Litzen mit $A_p = 150 \text{ mm}^2$ als Monolitzen

4.2 Spannliedführung im Grundriss

Die Spannlieder werden im Grundriss konzentriert in den Stützenstreifen angeordnet. Sie liegen vornehmlich im Bereich der Auskragung. In Abbildung 9 ist die Lage der Spannlieder in der Regelgeschossdecke farblich gekennzeichnet.

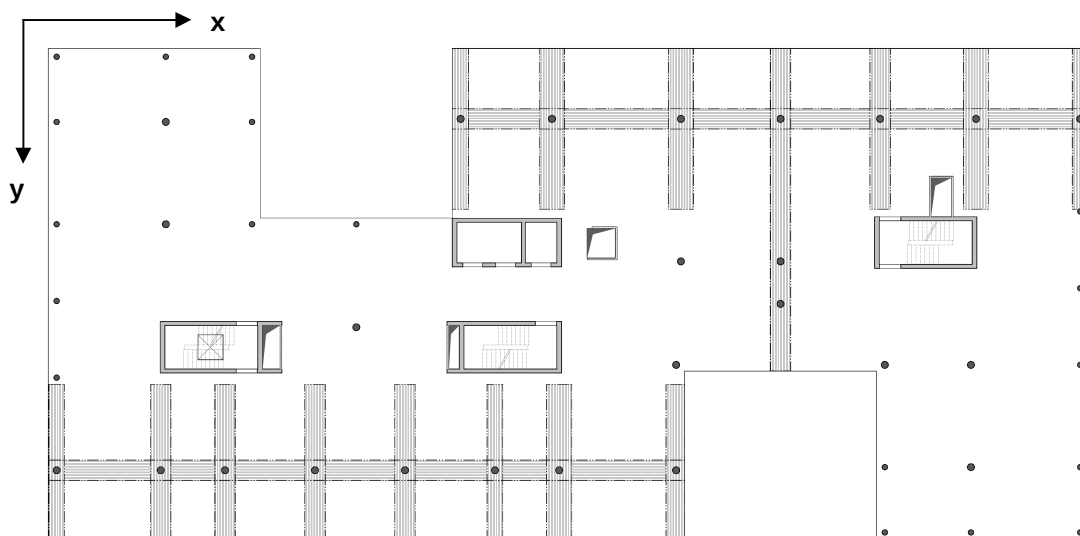


Abbildung 9: Regelgeschossdecke, Lage der Spannlieder im Grundriss

4.3 Spanngliedführung im Aufriss

Die Spanngliedführung der Spannglieder parallel zur x-Richtung (Abbildung 9) entspricht im Aufriss der „freien Spanngliedlage“. Bei der freien Spanngliedlage wird das Spannglied nur an den Hochpunkten mit der oberen schlaffen Bewehrung an jeweils zwei Stellen befestigt. Ausgehend von diesen Befestigungspunkten verläuft es dann „frei“ entsprechend der Eigensteifigkeit nach unten auf die untere Bewehrungslage. Abbildung 10 stellt das Konzept der „Freien Spanngliedlage“ schematisch dar.

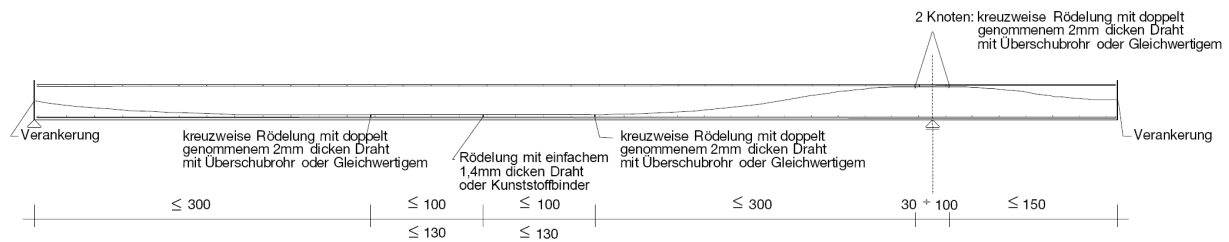


Abbildung 10: „Freie Spanngliedlage“ - Schmaskizze

Die „Freie Spanngliedlage“ erlaubt einen einfachen und effektiven Einbau der Spannglieder. Nach Einbau der unteren Bewehrungslage werden die Spannglieder auf die untere Bewehrungslage ausgelegt. Es folgt der Einbau der oberen Bewehrungslage. Danach können die Spannglieder angehoben und an die obere Bewehrungslage befestigt werden.

Experimentelle und analytische Untersuchungen zur „Freien Spanngliedlage“ [1] ergaben einen Verlauf der Spannglieder in Form einer Parabel 4. Ordnung. Eine wesentliche Eingangsgröße für die Beschreibung des Spanngliedverlaufs stellt dabei der Abstand zwischen den oberen und unteren Fixierungspunkten e_r und e_m dar. Im Bereich von Randanhebungen ergibt sich der Spanngliedverlauf dann zu

$$z(x) = e_r \cdot \left[\left(\frac{x}{l_r} \right)^4 - 2 \cdot \left(\frac{x}{l_r} \right)^3 + 2 \cdot \left(\frac{x}{l_r} \right) \right]$$

mit einer freien Durchhanglänge von

$$l_r = \sqrt[4]{\frac{24 \cdot E_p \cdot I_p \cdot e_r}{g_p}}.$$

In Abbildung 11 ist der Spanngliedverlauf im Randbereich dargestellt.

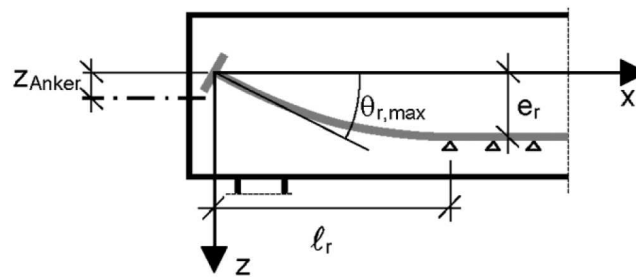


Abbildung 11: Spanngliedverlauf bei „Freier Spanngliedlage“ für Randanhebung [2]

Im Bereich von Mittenanhebungen wird der Spanngliedverlauf beschrieben durch

$$z(x) = e_m \cdot \left[3 \cdot \left(\frac{x}{l_m} \right)^4 - 8 \cdot \left(\frac{x}{l_m} \right)^3 + 6 \cdot \left(\frac{x}{l_m} \right) \right]$$

mit einer freien Durchhanglänge von

$$l_m = \sqrt[4]{\frac{72 \cdot E_p \cdot I_p \cdot e_m}{g_p}}.$$

Hierbei wird mit I_p das Trägheitsmoment der Monolitzen bezeichnet, das aus der Summe der Trägheitsmomente der Einzeldrähte bestimmt werden kann. Das Eigengewicht der Monolitzen g_p kann den Produktbeschreibungen der Hersteller entnommen werden. Den Verlauf der Spannglieder im Aufriss für Mittenanhebungen zeigt Abbildung 12.

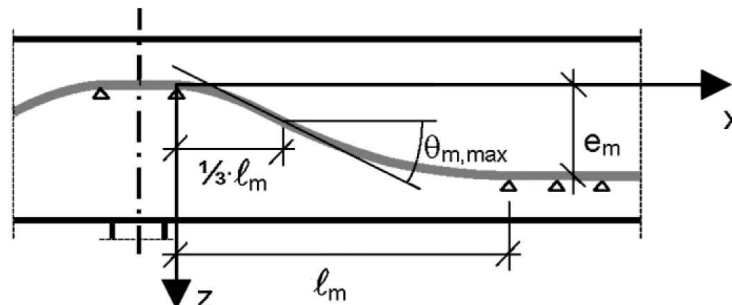


Abbildung 12: Spanngliedverlauf bei „Freier Spanngliedlage“ für Mittenanhebung [2]

Die maximal planmäßigen vertikalen Umlenkwinkel berechnen sich für den Fall einer Randanhebung zu

$$\theta_{r,\max} = z'(0) = 2 \cdot \frac{e_r}{l_r}.$$

Bei Mittenanhebung ergibt sich

$$\theta_{r,\max} = z'\left(\frac{l_m}{3}\right) = \frac{16}{9} \cdot \frac{e_m}{l_m}.$$

Das Konzept der „Freien Spanngliedlage“ ist mit Einführung der DIN 1045-1 für Platten mit $h \leq 45\text{cm}$ normativ geregelt worden.

Abweichend von dem Konzept der „Freien Spanngliedführung“ verlaufen die Spannglieder parallel zur y-Richtung (Abbildung 9) bis kurz vor ihrer Verankerung linear. Um die Exzentrizität bei der Vorspannung möglichst hoch ansetzen zu können, werden die Spannglieder in Höhe der 1. Bewehrungslage angeordnet.

5 STATIK

Durch das Aufbringen der Vorspannung wurde vornehmlich das Verformungsverhalten der Deckenplatten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit beeinflusst. Insbesondere die hohe Anforderung an die Verformung der Kragplatten aus der Fassadenkonstruktion konnte hierdurch eingehalten werden. Für den Nachweis wurde das Verformungsverhalten der Decken unter Berücksichtigung des nichtlinearen Werkstoffverhaltens von Stahlbeton ermittelt. Zudem flossen die zeitabhängigen Einflüsse aus Schwinden und Kriechen in die Verformungsberechnung ein. Um möglichst realistische Ergebnisse zu erhalten, wurde die Berechnung für unterschiedliche Bauzustände entsprechend des Bauablaufs durchgeführt.

Der geplante Bauablauf sieht vor, dass im Bereich der Kragplatte jeweils zwei Geschosse durchgesteift werden. Die Betonierlast der jeweils obersten Kragplatte soll durch die beiden darunterliegenden, bereits tragfähigen Kragplatten aufgenommen werden. Es ist geplant, die Deckenplatten in einem Rhythmus von zwei Wochen herzustellen. Ca. 70 Tage nach Herstellung der jeweiligen Deckenplatte folgen der Einbau der Fassade und der Ausbau des zugehörigen Geschosses. Hierfür sind etwa 14 Tage vorgesehen. Entsprechend dem Bauablauf wurden Lastfälle für die unterschiedlichen Bauzustände definiert. Hierbei setzen die einzelnen Lastfälle auf den Spannungen und Verformungen des zeitlich davor liegenden Lastfalls auf. Im Modul ASE ist dies durch die Definition von Primärlastfällen möglich. Im Folgenden sind die untersuchten Lastfälle zusammengestellt.

Lastfall 5015:	ab 14 bis 28 Tage; Vorspannung und Eigengewicht
Lastfall 5020:	ab 28 bis 56 Tage; Vorspannung, Eigengewicht und Betoniergewicht
Lastfall 5025:	ab 56 bis 70 Tage; Vorspannung und Eigengewicht
Lastfall 5030:	ab 70 bis 84 Tage; Vorspannung, Eigengewicht, Fassadenlast und Ausbaulast

Die vertikale Bauwerksverformung, die von der Fassade aufgenommen werden muss, resultiert aus den veränderlich wirkenden Lasten auf die Kragplatte. Die Höhe ist von der Wirkungsdauer der Verkehrslast abhängig. Um den Einfluss der Wirkungsdauer eingrenzen zu können, wurde die Verkehrslast unterschiedlich lange angesetzt. Zunächst wurde der Zeitraum von einem 1 Jahr nach Beendigung des Ausbaus als untere Grenze untersucht. Die Bestimmung der Verformung aus dem Verkehrslastanteil erfolgte über die folgenden beiden Lastfälle.

Lastfall 5045:	ab 84 Tage bis 365 Tage; Vorspannung, Eigengewicht, Fassadenlast, Ausbaulast und Verkehrsbelastung
Lastfall 5050:	ab 84 Tage bis 365 Tage; Vorspannung, Eigengewicht, Fassadenlast Ausbaulast ohne Verkehrsbelastung

Die Differenz zwischen den Ergebnissen der Lastfälle 5045 und 5050 ergab eine maximale Verformung von 5 mm am Deckenrand der Kragplatte, wobei der Lastfall 5045 insgesamt eine vertikale Verformung von 20 mm lieferte.

Im Vergleich hierzu wurde als obere Grenze eine Wirkungsdauer der Verkehrsbelastung von 32 Jahren nach Beendigung des Ausbaus gewählt.

Lastfall 5055:	ab 84 Tage bis 12000 Tage; Vorspannung, Eigengewicht, Fassadenlast Ausbaulast und Verkehrsbelastung
Lastfall 5060:	ab 84 Tage bis 12000 Tage, Vorspannung, Eigengewicht, Fassadenlast Ausbaulast ohne Verkehrsbelastung

Hier betrug die maximale Verformung aus der Verkehrsbelastung am Deckenrand 9 mm. Die berechnete Differenzverformung, die von der Fassadenkonstruktion aufgenommen werden muss, liegt somit zwischen 5 – 9 mm. Insgesamt ergab sich nach 32 Jahren für den Lastfall 5055 eine vertikale Verformung des Deckenrandes der Kragplatte von 37 mm. Aus optischen Gründen ist geplant, die Kragplatten 25 mm überhöht herzustellen.

Mit Hilfe des Programmmoduls GEOS gestaltete sich bei den durchgeführten Berechnungen die Ermittlung des Einflusses der Vorspannung auf das Tragverhalten sehr anwenderfreundlich. SOFISTIK ermittelte programmintern auf Basis des zuvor modellierten Spanngliedverlaufs die Einwirkungen aus der Vorspannung.

Nach Eingabe des Systems in SOFIPLUS-X und der anschließenden Generierung wurde von Hand im TEDDY mit dem Programmmodul GEOS der Verlauf der Spannglieder definiert. Auf Basis der Stranggeometrie der Spannglieder berechnete SOFISTIK die Spannkkräfte unter Berücksichtigung der Anspannvorgänge und der Reibungsverluste. Für jedes von einem Spannstrang getroffene Element wurde die Stranggeometrie einschließlich der Vorspannkräfte bestimmt und in der Datenbank abgelegt. Der entsprechende Eingabesatz in GEOS ist nachfolgend auszugsweise aufgeführt.

```

PROG GEOS
$----Definition der Bezugsspur
FALT NRH 2 S -0.6 X -0.6 0 0 $ START BEZUGSSPUR
FALT NRH 2 S - X 80 0 0 $ ENDE BEZUGSSPUR
$
LET#AZ 150 $ MM2 SPANNSTAHLFLÄCHE
LET#ZV #AZ*0.85*1500/1000 $ KN NENNKRAFT BEI 0.85*FP,01K = 1275
$----LAGE SPANNSTRÄNGE
LET#U -3.85
LOOP 4 $ Beginn der Schleife
LET#NR #NR+1
LET#U #U-0.3
SGEO DELT 0.50 NRG #NR NRH 2 BEZ 'RICHTUNG ACHSE H' EXZ 0
ZPFA S U V DVS PVS
-0.6 #U 0.12 -0.13
0.25 #U 0.07 0 0
...
39.25 #U 0.07 0 0
40.10 #U 0.12 +0.13
$
$----Angaben zum Spannverfahren
VSYN MNR ZV AZ MINR BETA MUE SS DH
1006 #ZV #AZ 2.60 0.50 0.06 6 19
RFAK LI 'ANWS' KAPA 1.5
VORS NRS #NR NRG #NR IBA1 0 999 0
STRG NSP 4
LAST NRS #NR LF 100+#NR
ENDLOOP $ Ende der Schleife

```

Im Satz FALT wurde eine Bezugsspur für die Spannglieder festgelegt. Hiervon ausgehend erfolgte dann mit SEGO und ZPFA die Definition des genauen Verlaufs der Spannglieder im Grund- und Aufriss. Zwischen den vorgegebenen geometrischen Zwangspunkten entwickelte SOFISTIK die Stranggeometrie auf der Grundlage einer Splinefunktion. Über die Parameter DVS und PVS konnte zusätzlich der Verlauf der Splinegeometrie beeinflusst werden, so dass sich der geometrische Verlauf der „freien Spanngliedlage“ ergab. Durch die Eingabe weitere Parameter im Satz VSYN,

die das Spannverfahren charakterisieren, wie z.B. Reibungskennwerte, im Satz VSYS wurden die Vorgaben für die Ermittlung der Spannkkräfte vervollständigt.

6 ZUSAMMENFASSUNG

Am Beispiel des Bürogebäudes Am Sandtorpark 1 konnte der Einsatz von verbundfrei vorgespannten Flachdecken als attraktive Lösung zur Realisierung von schlanken Deckensystemen aufgezeigt werden. Hiermit war es möglich, den besonders hohen Anforderungen an die vertikale Deckenverformung infolge der Fassadenausbildung trotz der Wahl von relativ schlanken Decken gerecht zu werden.

Die für die Bemessung der Decken erforderlichen Nachweise, konnten durch den Einsatz von SOFISTIK elegant und effektiv durchgeführt werden. Das Programmmodul GEOS ermöglicht eine einfache, anwenderfreundliche Ermittlung der Einwirkung aus der Vorspannung.

7 BETEILIGTE

Bauherr	Dreiunddreißigste Verwaltungsgesellschaft, DWI Grundbesitz mbH
Architekt	Böge Lindner Architekten, Hamburg
Tragwerksplanung	WTM Engineers, Hamburg
Ausführende Firma	August Prien, Hamburg

8 LITERATUR

- [1] *Maier, K.; Wicke, M:* Die Freie Spanngliedlage. Beton- und Stahlbetonbau, 95 Heft 2 (2000) S. 62-71.
- [2] *Morgen, K.; Nölting, D.; Wollrab E.:* Flachdecken mit Vorspannung ohne Verbund nach DIN 1045-1: Praxisnahe Hinweise zu Entwurf und Bemessung. Beton- und Stahlbetonbau, 99 Heft 11 (2004) S 914-928.