

Schwingungsverhalten von Hochhäusern

Aspekte der Gebrauchstauglichkeit am Beispiel Prime Tower

Dr. Daniel Gsell
Walt & Galmarini AG
Englischviertelstrasse 24
8032 Zürich

daniel.gsell@waltgalmarini.ch

Tel +41 43 222 66 66

Cosmas Savary
Ziegler Consultants
Gladbachstr. 121
CH-8044 Zürich

savary@z-c.ch

Tel +41 44 260 70 13

1 Prime Tower Zürich

Der Prime Tower Zürich ist ein Projekt der Swiss Prime Site. Er steht mitten in der Stadt, auf dem Areal der ehemaligen Maag-Zahnradfabrik und wird ab Sommer 2011 als Dienstleistungsgebäude genutzt. Das Prime Tower Achteck des Zürcher Architekturbüros Gigon/Guyer ist das Siegerprojekt eines internationalen Wettbewerbs. In Zusammenarbeit mit den Ingenieurbüros Dr. Schwarz Consulting AG und Dr. Lüchinger + Meyer Bauingenieure AG wurde das Bauprojekt entwickelt. Die Ausschreibung gewann die Arbeitsgemeinschaft Losinger Construction AG (federführend) und Karl Steiner AG, welche Walt + Galmarini AG als Tragwerksplaner in das Projekt eingebunden haben.

Im Sommer 2008 wurde mit dem Aushub der Baugrube begonnen und 3 Jahre später werden die ersten Mieter ihre Räumlichkeiten beziehen.



Bild 1-1:

Modell des Prime Towers mit seinen beiden Annexbauten Cubus und Diagonal.

Die Gebäudehöhe beträgt 126 m. Das Gebäude ist aus 36 Obergeschossen und 2 Untergeschossen aufgebaut. Ein typisches Geschoss weist eine Fläche von ca. $1'350 \text{ m}^2$ auf (Abmessungen ca. 30 m x 60 m). Die vertikale Lastabtragung erfolgt über Kernwände ($d=25$ bis $d=60 \text{ cm}$) und Fassadenstützen ($35 \times 35 \text{ cm}$ bis $55 \times 55 \text{ cm}$). Die Decken wurden aus Ortbeton ($d=25 \text{ cm}$ bis $d=28 \text{ cm}$) erstellt. Die Horizontalstabilität wird über die Kernwände gewährleistet. Die Tragstruktur wurde aus $25'700 \text{ m}^3$ Beton und $3'500 \text{ t}$ Bewehrungsstahl erstellt.

Das Gebäude wurde mit der Finite Element Software Sofistik modelliert. Die Software erlaubt wesentliche Aspekte des Bauablaufes und den Einfluss der Kriech- und Schwindverformung sauber zu berücksichtigen. Zudem können Setzungen inklusive Setzungsmulde durch die Verwendung des Steifezifferverfahrens abgeschätzt werden. Dadurch konnte schon früh ausgeschlossen werden, dass die unmittelbar angrenzende Hardbrücke beeinträchtigt wird.

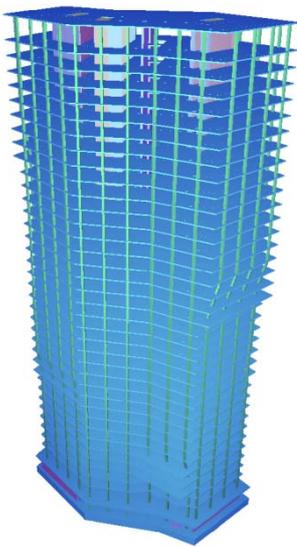


Bild 1-2: 3-D Modell des Prime Towers

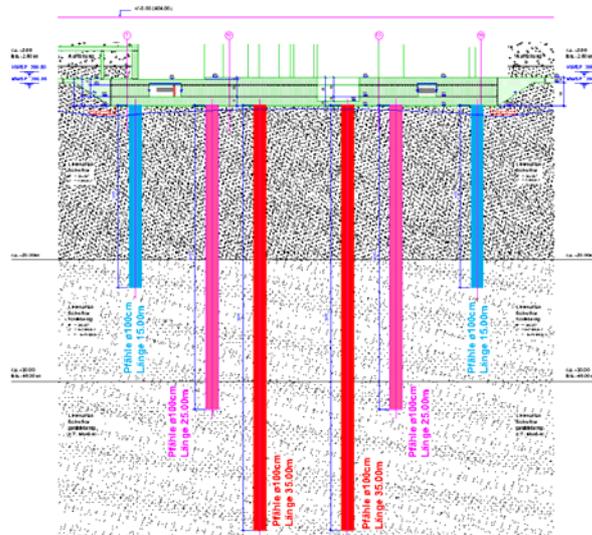


Bild 1-3: Fundament des Gebäudes mit Pfählen

Die Gesamtlast des Gebäudes beträgt $800'000 \text{ kN}$ ($80'000 \text{ to}$), die maximale Stützenlast $18'000 \text{ kN}$. Diese Lasten werden über eine 2.2 m starke Bodenplatte auf 79 Pfähle mit Durchmesser 1.0 m abgegeben. Die Pfahllängen wurden bewusst unterschiedlich gewählt. Unter dem Kern betragen diese 35 m und unter der Fassade 15 m. Dadurch können die Setzungsunterschiede zwischen Kern und Fassade minimiert werden.

Die Gefährdungsbilder Erdbeben und Wind bestimmen im Wesentlichen die erforderliche Stärke der Kernwände. Die Beanspruchung aus Erdbeben wird mit dem herkömmlichen Antwortspektrumverfahren bestimmt und ist für die Dimensionierung der Kernwände in Längsrichtung des Gebäudes massgebend. In Querrichtung ist der Wind die massgebende Einwirkung. Aufgrund der geometrischen Komplexität der Gebäudehülle und um Planungssicherheit zu erhalten (optimieren der Kernwände) wurden schon im Bauprojekt Windkanalversuche bei Prof. Sedlacek & Partner in Aachen (heute Feldmann+Weyand Ingenieure) durchgeführt. In der Phase Bauprojekt wurden durch die Ingenieure von Sedlacek & Partner unter anderem der dynamische Faktor c_d festgelegt. Mit diesem Faktor wird in der Schweiz die Erhöhung des Böenspitzenwertes des Winddruckes beschrieben, so dass damit Resonanzphänomene abgedeckt sind.

2 Kopfbeschleunigungen

Die horizontalen Beschleunigungen, welche das Bauwerk und somit auch der Nutzer infolge Wind erfährt sind ein wichtiges Gebrauchstauglichkeitskriterium. Diese Beschleunigungen sind die Antwort des Gebäudes auf die stochastische Einwirkung Wind und sind wesentlich bestimmt durch:

- Eigenschaften der Struktur
 - Eigenfrequenzen des Gebäudes (Biege- und Torsionsschwingungen)
 - Modale Massen
 - Dämpfung der Struktur
- Eigenschaften des Windes
 - Mittlere Windgeschwindigkeit
 - Turbulenzintensität des Windes
 - Form und Ausdehnung des Gebäudes

Auf der anderen Seite steht der Nutzer des Gebäudes, der je nach Tätigkeit, Tageszeit, Dauer der Einwirkung, physischer und psychischer Verfassung unterschiedlich auf die horizontalen Beschleunigungen reagiert. Einzuhaltende Grenzwerte sind mit der Bauherrschaft zu vereinbaren und in der Nutzungsvereinbarung festzuhalten.

2.1 Bestimmung der zu erwartenden Beschleunigungen

Während des Bauprojektes sind die Kopfbeschleunigungen aufgrund von gemessenen Winddaten aus dem Windkanalversuch ermittelt worden. Dabei wurden die am starren Modell gemessenen Winddrücke stockwerkweise integriert und die resultierenden Zeitreihen der Kräfte und Momente auf ein einfaches dynamisches Strukturmodell des Gebäudes angewendet.

Nach dem Bauprojekt wurde die Kerngeometrie optimiert, was grössere Steifigkeitsänderungen zur Folge hatte. Zudem wurde nach Vollendung des Bauprojektes die riesige Menge an Winddaten gelöscht. Im Rahmen des Ausführungsprojektes musste somit auf theoretische Modelle zurückgegriffen werden. Ein etabliertes Modell in der Winddynamik ist die Spektralanalyse, welche zum Beispiel im Eurocode 1991-1-4 festgehalten ist.

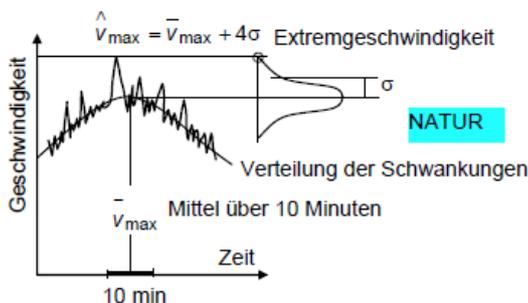


Bild 2.1-1:

Aus SIA D0188, Beschreibung des Windes mit Hilfe eines Mittelwertes und einer stochastischen Verteilung.

Es wird davon ausgegangen, dass der Wind über einen quasi statischen Anteil (hier 10-Minuten Mittelwert) und eine Schwankungsanteil beschrieben werden kann. Der Wind, beziehungsweise die Böigkeit des Windes wird einerseits beschrieben durch das Windspektrum (Verteilung der Windenergie im Frequenzbereich) und andererseits über die örtliche Korrelation der Windgeschwindigkeiten (Ausdehnung der Böen). Die dynamische Antwort des Gebäudes auf die Einwirkung Wind kann über die Faltung des Windspektrums und der mechanischen Antwort der Struktur ermittelt werden.

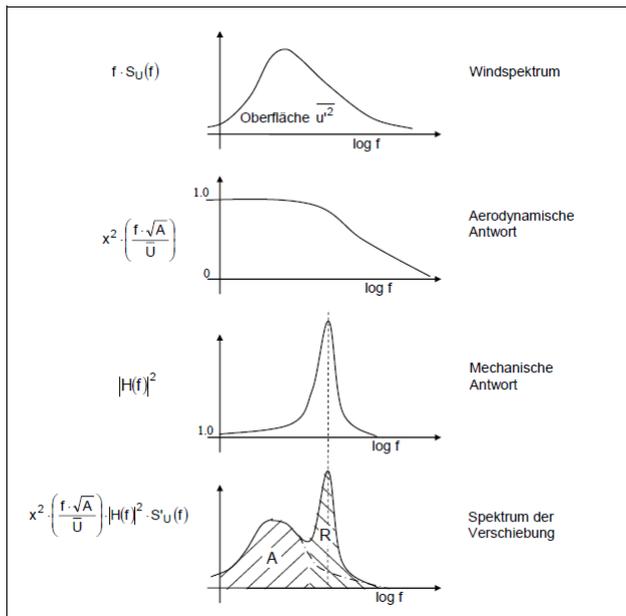


Bild 2.1-2:

Aus SIA D0188: Konzept des Spektralverfahrens.

Für den Prime Tower wurde dieses Verfahren angewendet und die zu erwartenden Beschleunigungen (RMS- und Spitzenwerte); über die Wiederkehrperiode des Windes aufgetragen.

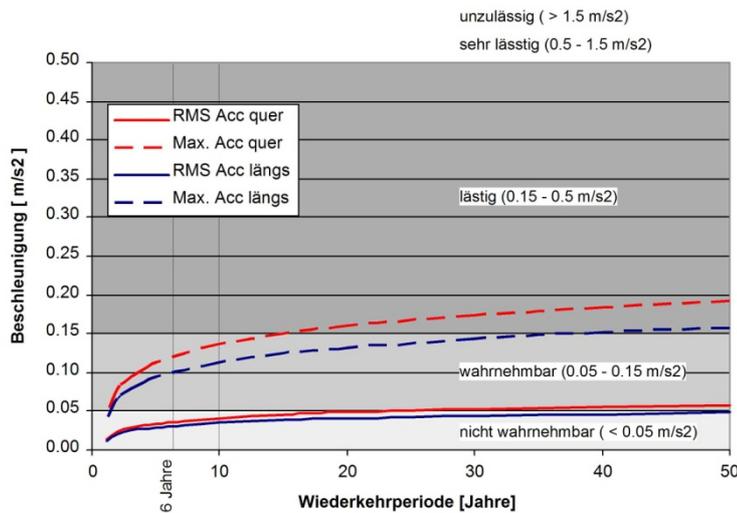


Bild 2.1-3:

Berechnete Kopfbeschleunigungen des Prime Towers, aufgetragen über die Wiederkehrperiode der Sturmereignisse.

Bild 2.1-3 zeigt, dass im obersten Geschoss des Prime Towers, beim jährigen Sturmereignis, die Beschleunigungsspitzen spürbar sind. Der RMS Wert der Beschleunigungen ist selbst bei hohen Wiederkehrperioden nicht wahrnehmbar.

2.2 Gemessene Kopfbeschleunigungen

Während einigen Tagen wurden die Beschleunigungen auf dem Dach des Prime Towers aufgezeichnet. Die maximalen Windgeschwindigkeiten, die während dieser Messperiode auftraten, betragen 18 km/h. Es handelte sich um Westwind, wodurch das Gebäude quer angeregt wird. Im Vergleich zu dem einjährigen Sturmereignis (Böenspitzen in Zürich von 90 km/h) ist die gemessene Windgeschwindigkeit klein. Der Vergleich Messung – Berechnung wird jedoch trotzdem geführt.

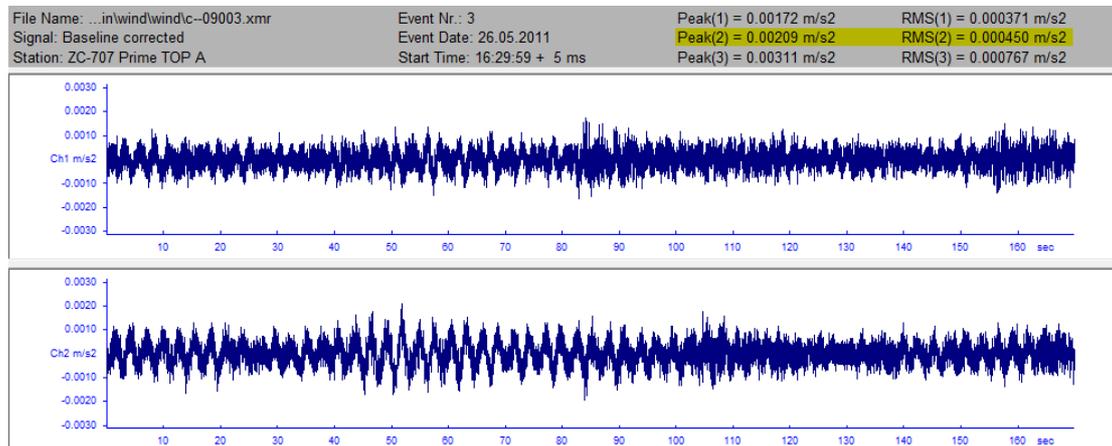


Bild 2.2 1: Gemessene Kopfbeschleunigungen auf dem Dach des Prime Towers.

Die Berechnung ergibt $acc_{RMS} = 0.5 \text{ mm/s}^2$ und $acc_{Peak} = 1.4 \text{ mm/s}^2$. Somit stimmen die Berechnung mit dem einfachen Modell und die Messung relativ gut überein.

Die Berechnung der Kopfbeschleunigung ist jedoch mit vielen Annahmen verbunden und daher soll eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt werden:

- **Eigenfrequenzen**
Die Steifigkeit der Gründung ist nur unzureichend bekannt.
Die Steifigkeit der Kernwände basiert auf einer Annahme ($E_{dyn} \neq E_{stat}$).
Bei kleinen Deformationen tragen die Fassade und die nichttragenden Wände zur Steifigkeit bei, was typischerweise nicht berücksichtigt wird.
- **Effektive mitwirkende Massen**
Die effektiven Massen sind nicht genau bekannt.
- **Dämpfung der Struktur**
Annahme in der Berechnung 1.5%. In der Realität gibt es Aspekte wie Reibung in der Fassade, in den nichttragenden Wänden, die so nicht berücksichtigt werden können.
- **Windverhältnisse**
Die effektiven Windverhältnisse sind während der Messung nicht bekannt.

3 Vertikale Eigenschwingungen des Gebäudes

3.1 Gemessene Erschütterungen im Erschliessungskern

Bei der Messung von Eisenbahnerschütterungen konnte bei anderen Hochhäusern eine stete Zunahme der Erschütterung in den oberen Stockwerken beobachtet werden. Zur weiteren Verifizierung dieser Beobachtung wurden im Prime Tower während einer Nacht die Erschütterungen der beim Bahnhof Hardbrücke vorbeifahrenden Züge gemessen.

Die Bilder 3.1-1 und 2 zeigen die Vorbeifahrt eines Zuges beim Fundament (2. UG) und im Erschliessungskern im obersten Stockwerk (G +35) in vertikaler Richtung. Die Erschütterung im obersten Stockwerk ist etwa doppelt so stark wie am Fundament.

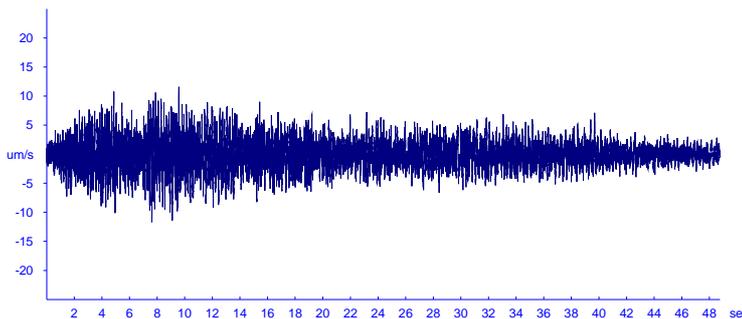


Bild 3.1-1:

Zeitverlauf der Erschütterung bei einer Zugsdurchfahrt im 2. UG

$$V_{\text{peak}} = 11 \mu\text{m/s}$$

$$V_{\text{RMS}} = 2.3 \mu\text{m/s}$$

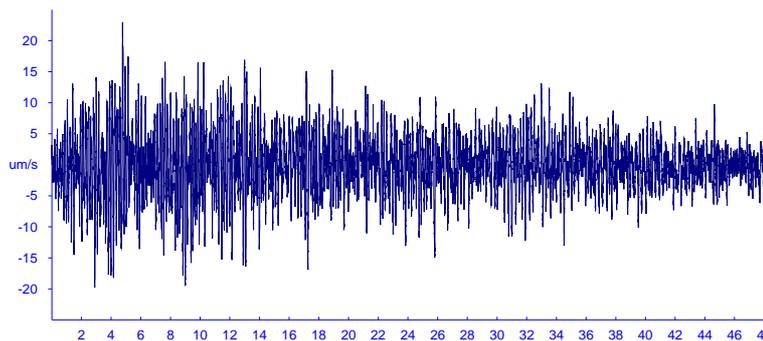


Bild 3.1-2 :

Zeitverlauf der Erschütterung bei einer Zugsdurchfahrt im 35. OG (G +35)

$$V_{\text{peak}} = 23 \mu\text{m/s}$$

$$V_{\text{RMS}} = 4.9 \mu\text{m/s}$$

Bild 3.1-3 zeigt eine Darstellung des Mittelwerts von v_{RMS} von allen Zugsdurchfahrten, gemessen im Erschliessungskern. Eine Verstärkung der Erschütterungen um 60 % ist ab dem 27. OG zu beobachten.

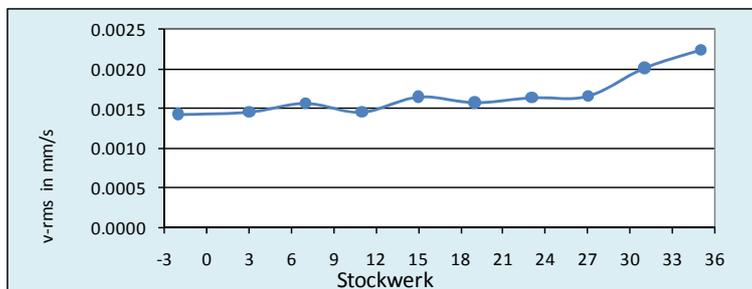


Bild 3.1-3:

Mittelwert der RMS Werte von allen Zugsdurchfahrten, gemessen am Deckenrand in Abhängigkeit des Stockwerks

In den Terzbandspektren (Bild 3.1-4) sieht man diese Verstärkung sehr deutlich. Auffallend ist, dass diese Verstärkung in einem Frequenzbereich von 2.5 – 12.5 Hz ausgeprägt ist.

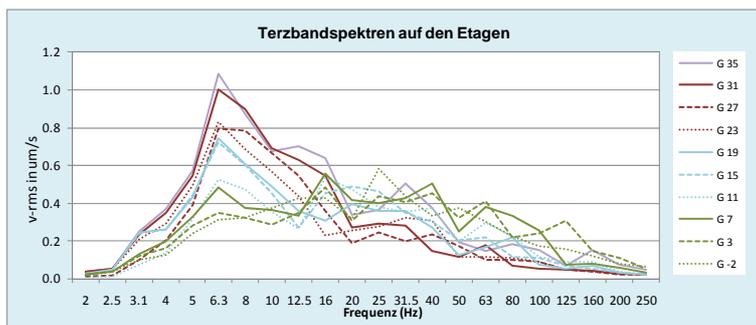


Bild 3.1-4:
 Terzbandspektren der vertikalen Erschütterungen der einzelnen Geschosse
 Lila: oberste Etage
 rot: obere Etagen,
 blau: mittlere Etagen,
 grün: untere Etagen

Eine Hypothese für dieses Verhalten ist, dass vertikale Eigenfrequenzen dieses Verhalten hervorrufen.

Im FE-Modell wurden vertikale Eigenfrequenzen gesucht, welche eine entsprechende Eigenform aufweisen. Es zeigt sich im Modell, dass die ersten vertikalen Eigenfrequenzen (die Kernwände weisen eine entsprechende Eigenform auf) im Frequenzbereich um 5 Hz liegen.

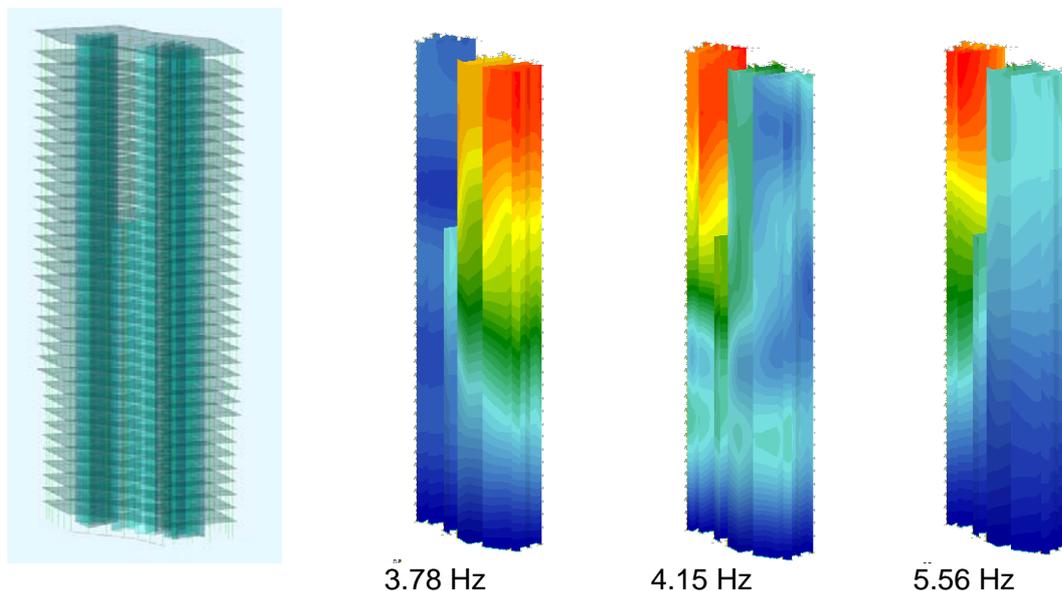


Bild 3.1 5: Vertikale Eigenfrequenzen des Prime Towers (Darstellung der Kernwände).

3.2 Gemessene Erschütterungen in Deckenmitte

Die Bilder 3.2-1 und 2 zeigen die Vorbeifahrt eines Zuges beim Fundament (2. UG) und im 31. Stockwerk (Deckenmitte) in vertikaler Richtung.

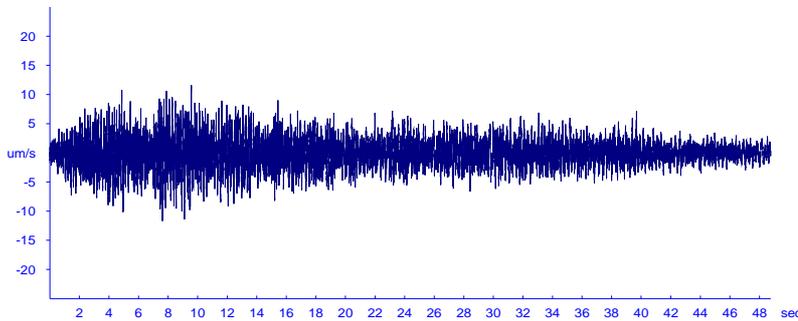


Bild 3.2-1 :

Zeitverlauf der Erschütterung bei einer Zugsdurchfahrt im 2. UG

$$V_{\text{peak}} = 11 \mu\text{m/s}$$

$$V_{\text{RMS}} = 2.3 \mu\text{m/s}$$

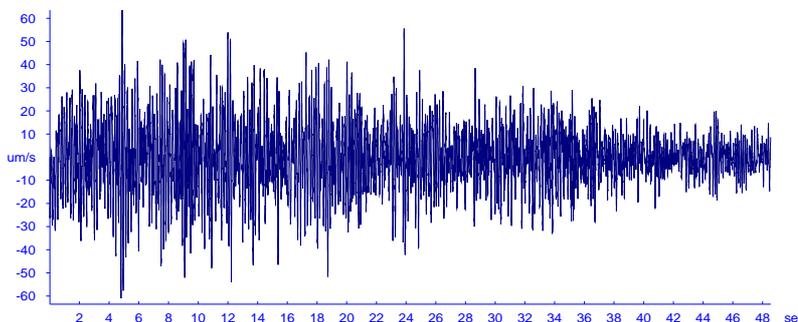


Bild 3.2-2 :

Zeitverlauf der Erschütterung bei einer Zugsdurchfahrt in Deckenmitte 31. OG (gefiltert)

$$V_{\text{peak}} = 64 \mu\text{m/s}$$

$$V_{\text{RMS}} = 14 \mu\text{m/s}$$

Die Erschütterung in Deckenmitte in einem der obersten Stockwerke beträgt 6 mal mehr wie am Fundament und 4 mal mehr wie im Erschliessungskern auf dem gleichen Stockwerk.

Abbildung 3.2-3 zeigt die Transferspektren Fundament – Geschossdecke für die Gebäude Prime Tower (hellblau) und Andreasark (grün) und im Vergleich dazu die im VIBRA-2 Modell verwendeten Transferspektren (Daten Andreasark aus dem Vortrag vom letzten Symposium).

Die Eigenfrequenzen der Decken sind bei 12-13 Hz (Andreasark) und bei 13-15 Hz (Prime Tower).

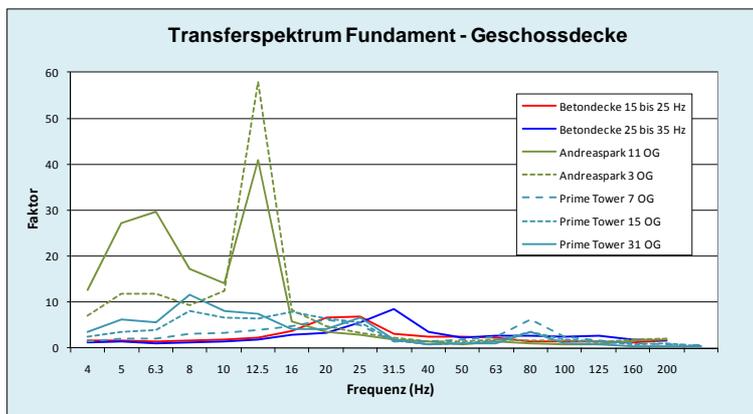


Bild 3.2-3:

Transferspektren Fundament – Geschossdecke im Vergleich mit den Normspektren aus VIBRA-2

hellblau: Prime Tower
grün: Andreasark

Es zeigt sich, dass beim Zusammenfallen von vertikaler Eigenfrequenz des Gebäudes und Eigenfrequenz der Decke sehr starke Verstärkungen auftreten können. Bild 3.2-4, unten, zeigt – analog zum Bild 3.1-4 – die Etagenspektren beim Gebäude Andreasark.

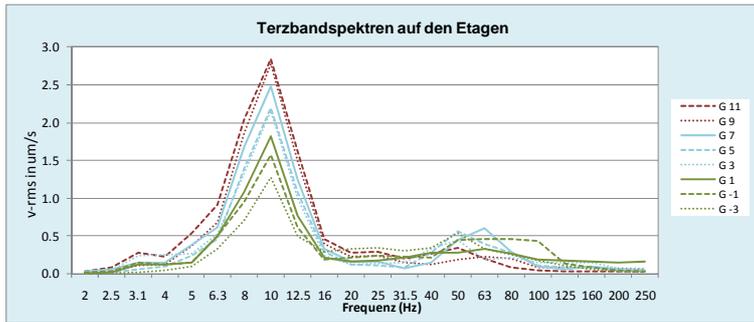


Bild 3.2-4:

Gebäude Andreasark:
Mittelwert der
Terzbandspektren von allen
Zugsdurchfahrten, gemessen
am Deckenrand.

rot: obere Etagen,
blau: mittlere Etagen,
grün: untere Etagen

Beim Gebäude Prime Tower fallen vertikale Eigenfrequenz und Eigenfrequenz der Decke nicht zusammen. Trotzdem findet die stärkste Verstärkung im Transferspektrum Fundament-Geschossdecke im Bereich der vertikalen Eigenfrequenz des Gebäudes statt.

3.3 Übertragung der Erschütterung in das Gebäude (Ankopplung)

Bei früheren Messungen in anderen Hochhäusern konnte beobachtet werden, dass die Erschütterungen durch den Eisenbahnverkehr am Fundament schwächer sind als erwartet, bzw. vom VIBRA-2 Modell prognostiziert. Dies ist vermutlich mit der grossen Masse des Hochhauses zurückzuführen.

Bild 3.3-1 zeigt das Ankopplungsspektrum (Transferspektrum Freifeld – Fundament) für die Gebäude Andreasark und Prime Tower. Gegenüber dem Ankopplungsspektrum für Mehrfamilienhäuser aus VIBRA-2 zeigt sich eine doch wesentlich stärkere Abminderung insbesondere bei den für den Körperschall relevanten Frequenzen.

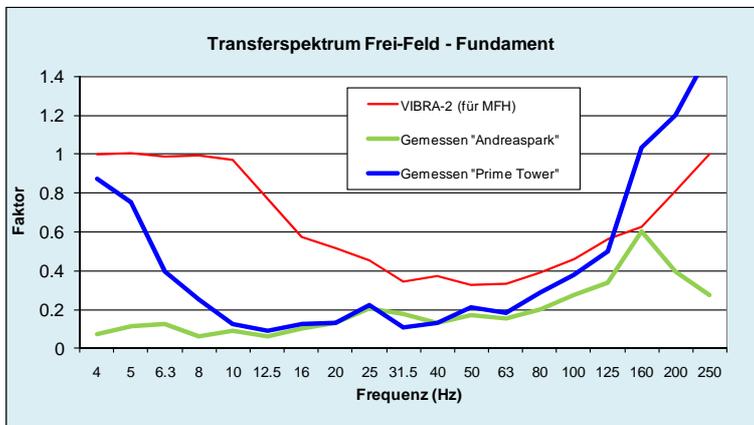


Bild 3.3-1:

Transferspektrum Freifeld -
Fundament.

rot: VIBRA-2
Mehrfamilienhaus
blau: Prime Tower
grün: Andreasark

4 Messtechnik und Messanordnung

4.1 Messung der Eisenbahnerschütterungen

Die Sensoren wurden als vertikale Reihe im Erschliessungskern aufgestellt. In jedem 8. Stockwerk wurde zusätzlich auch ein Sensor in Deckenmitte installiert. Alle Sensoren messen in vertikaler Richtung, im obersten Stockwerk wurden auch die horizontalen Achsen gemessen.

Zur Erkennung der Zugsdurchfahrten wurde ein Trigger-Sensor (MP 1c) in 10 m Abstand vom Bahngleise installiert. Ein Freifeld Sensor (MP 1b) in gleichem Abstand vom Gleis wie das Gebäude und ein Sensor am Gebäudefundament (MP 1a) lieferten die Daten für die Bestimmung des Ankopplungsspektrums.

Die Aufzeichnung bei allen über die Stockwerke verteilten Erschütterungsmessgeräte wurde über einen Netzwerkkontroller (NCC) im 15. Stockwerk sichergestellt.



Bild 4.1-3 Ansicht eines vertikalen Sensors im Treppenhaus



Bild 4.1-4: Ansicht des Freifeldsensors

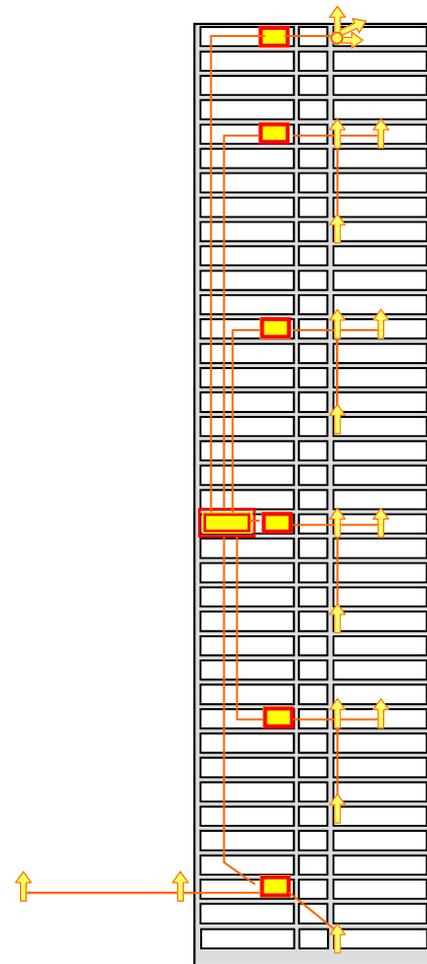


Bild 4.1-1 Anordnung der Sensoren

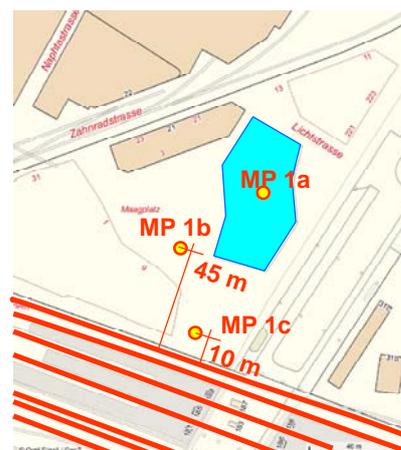


Bild 4.1-2 Situation

Die Distanz zu den Bahngleisen beträgt ca. 50 m. Es verkehren auf allen Gleisen sehr viele S-Bahn Züge und Personenzüge. Die S-Bahn Züge fahren relativ langsam (ca. 40 km/h), da sie im Bahnhof Hardbrücke anhalten.

4.2 Messungen zur Bestimmung der Kopfbeschleunigungen und der Eigenformen

Zur Bestimmung der Kopfbeschleunigungen und der Eigenformen und zur maximalen Auslenkung bei Windböen wurden im 18. Stockwerk und auf dem Dach (36. Stockwerk) je ein triaxialer Beschleunigungsaufnehmer installiert. Zur Bestimmung der Rotationsbewegung wurden zusätzlich auf dem Dach auf beiden Seiten und in der Mitte je ein uniaxialer Geschwindigkeitsaufnehmer installiert.

Die Aufzeichnung erfolgte gemäss internem Zeitgeber (timed recording). Es wurden jeweils alle 5 Minuten Files von 170 Sekunden Länge aufgezeichnet. Gestartet wurde die Aufzeichnung vom Büro aus – jedes Messgerät hatte eine GPRS Verbindung.



Bild 4.2-3: Ansicht der Messstation im 18. OG: Beschleunigungsaufnehmer (links), Messgerät (mitte), GPRS Router (rechts)



Bild 4.2-4: Ansicht der Sensoren auf dem Dach: Horizontaler Geschwindigkeitsaufnehmer (vorn) und triaxialer Beschleunigungsaufnehmer (hinten)

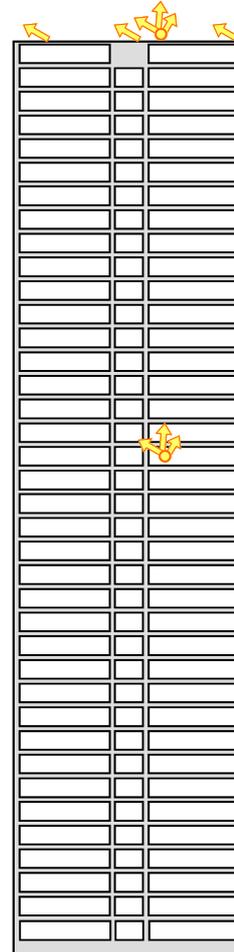


Bild 4.2-1: Anordnung der Sensoren



Bild 4.2-2: Situation: 3 uniaxiale Geschwindigkeitsaufnehmer und 1 triaxialer Beschleunigungsaufnehmer auf dem Dach. 1 triaxialer Beschleunigungsaufnehmer (oben) bei Er-schliessungskern im 18. OG

4.3 Wahl der Sensoren

Für die Messungen der Anregung durch den Wind wurden Beschleunigungs- und Geschwindigkeitssensoren verwendet. Die Bilder 4.3-1 und 2 zeigen die gleiche Erschütterung gemessen am gleichen Ort vom Beschleunigungssensor (oben) und vom Geschwindigkeitssensor (unten) – siehe Bild 4.2-4.

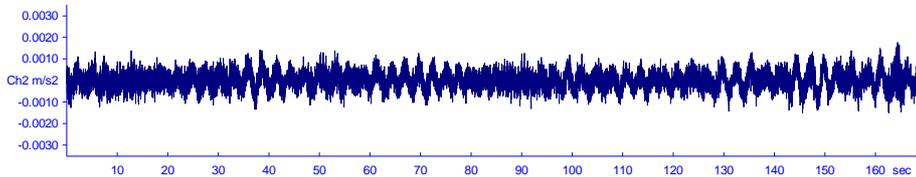


Bild 4.3-1:
Signalverlauf
Beschleunigung

$a_{\text{peak}} 1.8 \text{ mm/s}^2$

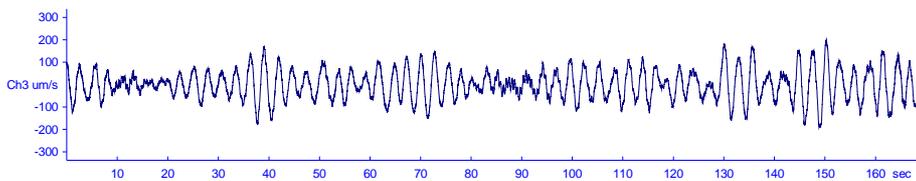


Bild 4.3-2:
Signalverlauf
Geschwindigkeit

$v_{\text{peak}} 0.2 \text{ mm/s}$

Das Bild des Geschwindigkeitssensors ist viel klarer und besser aufgelöst, da der Geschwindigkeitssensor wesentlich empfindlicher ist. Für die Bestimmung der Eigenfrequenzen kann der Geschwindigkeitssensor bestens gebraucht werden, aber – wie wir unten sehen werden – nicht für die Ermittlung des Schwingwegs.

Die Bilder 4.3-3 und 4 zeigen die aus dem jeweiligen Zeitverlauf (Bilder 4.3-1 und 2) durch Doppelintegration, bzw. Integration berechneten Verschiebungen.

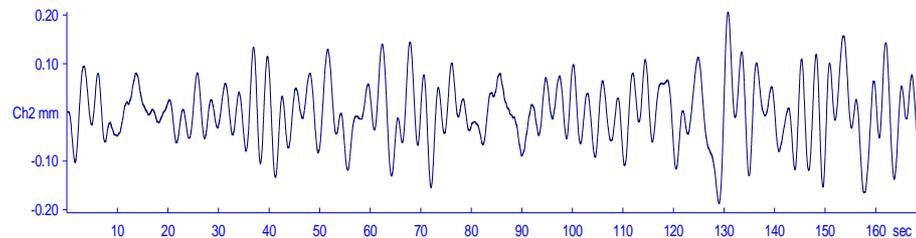


Bild 4.3-3:
Verschiebung aus
Beschleunigung

$d_{\text{peak}} 0.21 \text{ mm}$

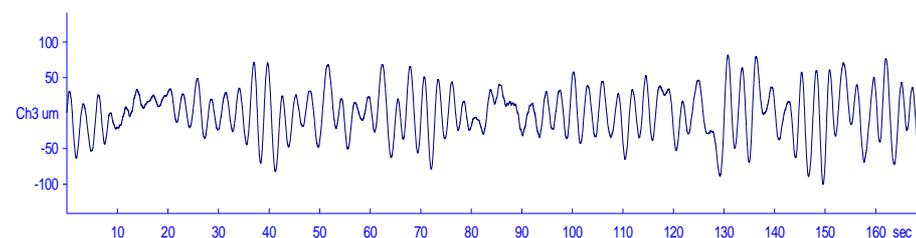


Bild 4.3-4:
Verschiebung aus
Geschwindigkeit

$d_{\text{peak}} 0.10 \text{ mm/s}$

Es zeigt sich, dass die Amplituden nicht übereinstimmen. Der Geschwindigkeitssensor ist für Messungen bei Frequenzen $< 1 \text{ Hz}$ nicht geeignet (auch nicht spezifiziert), da die Frequenzantwort bei 1 Hz bauartbedingt abzunehmen beginnt.

5 Schlussfolgerungen

- Die Größenordnung der berechneten Kopfbeschleunigung (basierend auf einfachen Modellen) konnte mit Messungen nachvollzogen werden.
- Bei der Bestimmung der Kopfbeschleunigung soll eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt werden (da einige wesentliche Parameter nicht genau bekannt sind).
- Es gibt Hinweise, dass die vertikale Ausbreitung von Erschütterungen in Hochhäusern durch vertikale Resonanzen verstärkt wird. Messungen zeigen, dass mit einer Zunahme von 60 – 130 % gerechnet werden muss.
- Die Eigenfrequenz der Decken sollte nicht mit der Eigenfrequenz der Vertikal-schwingung zusammenfallen, sonst nehmen die Erschütterungen in Deckenmitte gegenüber dem Fundament überproportional zu.
- Der charakteristische Ankopplungsfaktor für Hochhäuser bei Eisenbahner-schütterungen liegt im Bereich von 0.2 (gegenüber 0.4 für Mehrfamilienhäuser). Die Erschütterungen werden bei Hochhäusern also gegenüber dem Freifeld um einen Faktor 5 abgemindert und nicht nur um einen Faktor 2-3.