

Möglichkeiten und Grenzen bei der Simulation von Bauwerksdynamik-Problemen

1 Einleitung

Seit bald 50 Jahren sind wir in der Lage Schwingungsprobleme im Bauwesen mit Computerprogrammen zu simulieren. Das Geheimnis hinter diesen Simulationen ist die Auflösung der zu untersuchenden Strukturen in einzelne Stäbe, Platten und Würfel. Das Vorgehen ist ähnlich wie beim Ein-Massen-Schwinger. Beim Ein-Massen-Schwinger ist eine Differentialgleichung in der Form von $M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + Kx(t) = P(t)$ zu lösen, d.h. mit der Masse, der Dämpfung, der Federsteifigkeit und der Belastung können wir den Schwingungsverlauf berechnen. Beim FE-Programm wird bereits für ein einfaches Stabelement – anstelle der Federsteifigkeit – eine 6×6 – Steifigkeitsmatrix verwendet. Für ein ganzes Gebäude ergibt sich dann schnell einmal eine Matrixgleichung mit Zehntausenden von Zeilen. Dazu kommt, dass dieses Gleichungssystem nicht nur einmal, sondern für jeden Zeitschritt neu zu lösen ist, sodass z.B. für ein Erdbeben von 20 Sekunden Dauer und einer Schrittlänge von 0.01 Sekunden bereits 2000 solcher Matrixgleichungen durchzuführen sind.

Für Bauwerke lassen sich solche Berechnungen problemlos durchführen. Die heutigen PC's mit ihren leistungsfähigen Prozessoren kommen damit noch nicht an ihre Grenzen. Die Frage ist also weniger, ob wir das berechnen können, sondern vielmehr ob wir den Ergebnissen unserer FE-Berechnung trauen können. Dieser Frage wollen wir in den folgenden Abschnitten nachgehen. Anhand von einfachen Experimenten mit einem 1-M-Schwinger und durch Vergleiche zwischen FE-Berechnungen und ausgeführten Projekten soll aufgezeigt werden, wie weit wir den Ergebnissen einer FE-Berechnung vertrauen können und wo die Grenzen einer dynamischen FE-Berechnung liegen.

Das Angebot an kommerziell erhältlichen Computerprogrammen für die Simulation von dynamischen Vorgängen bei Tragstrukturen ist sehr gross. Ein weit verbreitetes Produkt ist das Programm SAP-2000 von Computers & Structures Inc. Für die nachfolgenden FE-Berechnungen und Vergleiche wurde die Version 17 von SAP-2000 verwendet.

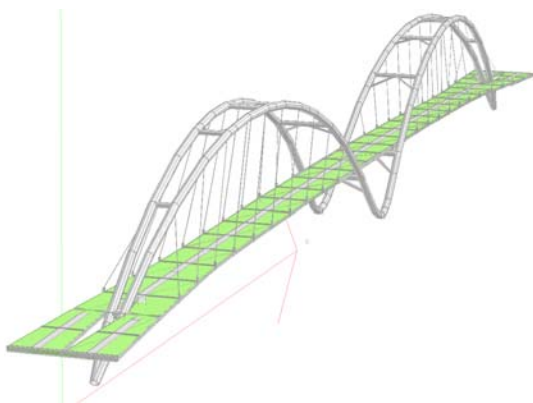


Bild 1.1 FE-Modell der Brücke über die Verzasca (TI)



Bild 1.2 Fertige Brücke (noch ohne Geländer)

2 Modellbildung

Die Modellbildung ist das zentrale Thema bei der Beurteilung von FE-Berechnungen. Dabei geht es einerseits um die Modellierung der Geometrie, d.h. um den sichtbaren Teil der zu untersuchenden Struktur, andererseits um die Modellierung des Deformationsverhaltens, d.h. um die Materialgesetze. In beiden Bereichen sind wir bei FE-Programmen für Tragstrukturen auf sicherem Boden. Die Geometrie ist in der Regel gut bekannt und auch die Materialgesetze werden (vor allem solange es sich um Beton oder Stahl handelt) genügend genau modelliert. Unsicherheiten hingegen existieren bei der Definition der Lasten. Wie können wir Lastfunktionen realistisch definieren? Wie lange dauert ein Windstoss? Wie viele synchrone Hüpfbewegungen sind für Personen, die eine Fussgängerbrücke überqueren, anzunehmen?

Tragwerke wie die Fussgängerbrücke über die Verzasca in Bild 1.2 lassen sich mit einem klassischen FE-Programm bestens erfassen. Stahlrohre und Stahlträger werden als Stabelemente und der Fahrweg als Platten modelliert. Das Materialverhalten ist linear-elastisch, sodass sich keine besonderen Probleme bei der Berechnung der Eigenfrequenzen ergeben. Die Übereinstimmung zwischen berechneten und gemessenen Eigenfrequenzen ist in solchen Fällen in der Regel auch sehr gut. Die Schwierigkeiten beginnen bei der Definition der Belastung. Dies ist allerdings nicht eine Unzulänglichkeit des FE-Programmes, sondern liegt letzten Endes am unvollständigen Wissen des Ingenieurs.

3 Der Ein-Massen-Schwinger

Ein „schwebender“ Kaffeetisch wie in Bild 3.1 ist nicht nur ein dekoratives Element, sondern auch eine sehr nützliche Einrichtung für dynamische Experimente. Mit seiner Platte von 500 kg und den austauschbaren Federn lassen sich die verschiedensten Experimente durchführen.



Bild 3.1 „Schwebender“ Kaffeetisch

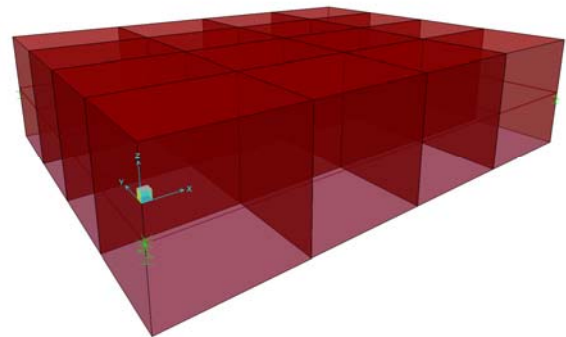


Bild 3.2 FE-Modell des „schwebenden“ Kaffeetisch

Als erstes lassen wir einen Sandsack auf die Platte fallen und messen die resultierende Schwingung der Platte. Bei einem Sandsack von 5 kg und einer Fallhöhe von 1 m sollte die Platte von 500 kg gemäss Impulssatz (d.h. $m_1 \cdot v_1 = m_2 \cdot v_2$) eine Schwinggeschwindigkeit von 44.3 mm/s aufweisen. Die Messung ergibt, wie man in Bild 3.1 sieht, einen Wert von 42 mm/s. Die Übereinstimmung ist erstaunlich gut.

Nun wollen wir aber überprüfen, ob dieser Vorgang auch mit einer FE-Berechnung genügend genau simuliert werden kann. Der Tisch wird als Platte auf 4 Federn modelliert (siehe Bild 3.2). Als Lastfunktion wird eine Stossbelastung von 2.2 kN von 0.01 s Dauer eingegeben. Dies entspricht einem Impuls von 22 kgm/s und somit genau dem 5 kg-Sack mit 1 m Fallhöhe. In Bild 3.3 und 3.4 ist der gemessene und der berechnete Schwingungsverlauf für eine elastische Lage-

ung mit Stahlfedern dargestellt. Die Übereinstimmung ist – zumindest bezüglich maximaler Schwinggeschwindigkeit – bemerkenswert gut.

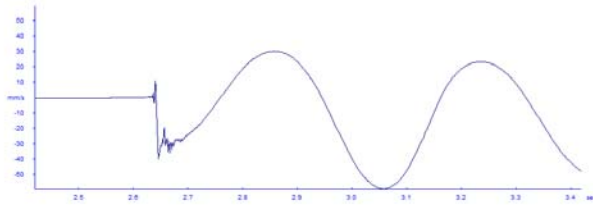


Bild 3.3 Gemessener Schwingungsverlauf bei 2.4-Hz-Stahlfedern

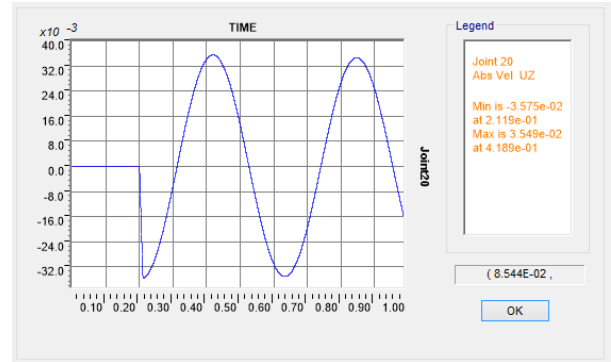


Bild 3.4 Berechneter Schwingungsverlauf

Auch bei einer zweiten Versuchsanordnung mit PUR-Schaum-Federn ist die Übereinstimmung zwischen Theorie und Praxis, wie man in Bild 3.5 und 3.6 sieht, recht gut.

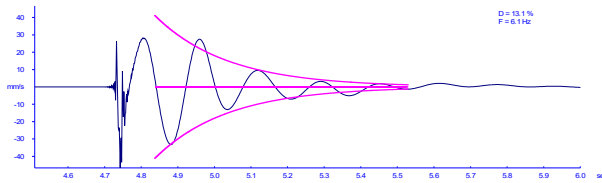


Bild 3.5 Gemessener Schwingungsverlauf bei 6.2-Hz-PUR-Schaum-Federn

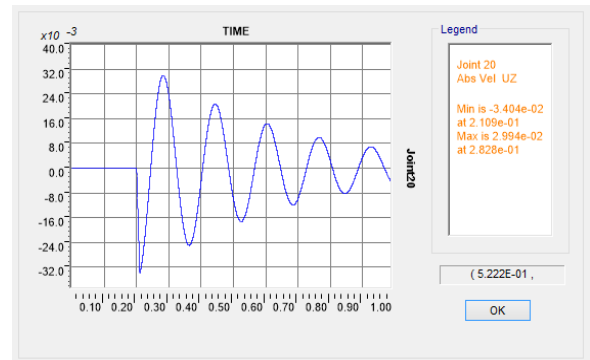


Bild 3.6 Berechneter Schwingungsverlauf

Die Versuchseinrichtung von Bild 3.1 lässt sich übrigens auch sehr gut für die Definition von Kraftverläufen bei Impuls-Belastungen verwenden. Ein „Heel-Drop“ z.B., ausgeführt durch eine Person mit 70 kg Masse, ergibt den Schwingungsverlauf von Bild 3.7. Daraus lässt sich der zugehörige Impuls zurückrechnen. Aufgrund dieses Versuchs kommt man zum Schluss, dass der „Heel Drop“ einer Person mit 70 kg in etwa einem Impuls von 35 kgm/s entspricht. Diese Grösse werden wir weiter unten bei der Berechnung von Schwingungen infolge Impuls-Belastung noch mehrfach verwenden.

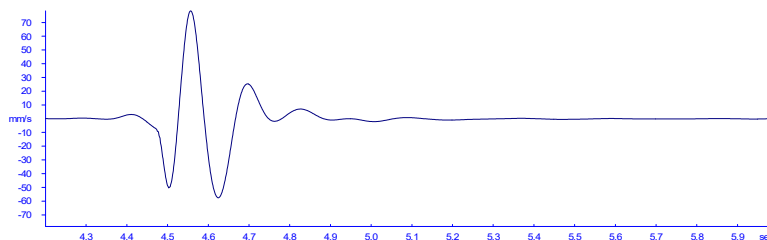


Bild 3.7 Schwingungsverlauf infolge „Heel-Drop“ (auf einer 500-kg-Platte mit 6.2 Hz PUR-Federn)

4 Geschossdecken

Die Frage nach der richtigen Ausbildung von Geschossdecken tritt immer wieder auf. Insbesondere für Industrieanlagen mit Präzisionsfertigung kann die Wahl des Deckensystems von entscheidender Bedeutung sein. In der Regel sollten möglichst wenig Stützen den Raum einschränken. Gleichzeitig sollten die Geschossdecken aus Kostengründen möglichst dünn sein. Zwei

Forderungen, die garantiert zu lebhaften Decken führen, auf denen wohl kaum Präzisionsfertigung möglich sein wird.

Die Erfahrung zeigt, dass die Grundfrequenz einer Geschossdecke ein sehr guter Indikator für die Beurteilung der Eignung einer Geschossdecke für Präzisionsfertigung darstellt. In der Regel lassen sich auf Geschossdecken mit Grundfrequenzen über 18 Hz problemlos Anlagen für Präzisionsfertigung aufbauen. Bei Geschossdecken mit Eigenfrequenzen unter 10 Hz hingegen treten häufig Probleme auf. Sei es dass die Maschinen sich gegenseitig stören oder dass sie durch Materialtransporte wie Rollwagen oder Gabelstapler gestört werden.

Eine dynamische FE-Berechnung müsste das ideale Hilfsmittel sein, um zur richtigen Deckenkonstruktion zu gelangen. Mit einem einfachen Modell, wie in Bild 4.1 dargestellt, lassen sich die Eigenfrequenzen einer Geschossdecke leicht berechnen. In Tabelle 4.1 sind die Grundfrequenzen für diese Geschossdecken mit Stützenraster von 5 m x 5 m bis 10 m x 12 m und Deckenstärken von 20 cm bis 60 cm zusammengestellt. Daraus lässt sich leicht herauslesen, welche Deckenstärke für welche Feldgröße erforderlich ist, um eine bestimmte Eigenfrequenz zu erreichen.

Es ist zu beachten, dass die Berechnungen für Tabelle 4.1 mit einem E-Modul von $4.2 \cdot 10^7$ kN/m² durchgeführt worden sind und nicht mit dem in der Statik üblichen E-Modul von $3.5 \cdot 10^7$ kN/m². Damit wird dem kurzzeitigen (dynamischen) Deformationsverhalten des Betons Rechnung getragen. Zahlreiche Schwingungsmessungen an Betontragwerken haben gezeigt, dass die Verwendung eines E-Moduls von $4.2 \cdot 10^7$ kN/m² für armierten Beton zu realistischen Ergebnissen führt. Für vorgespannten Beton empfiehlt sich ein E-Modul von $4.6 \cdot 10^7$ kN/m².

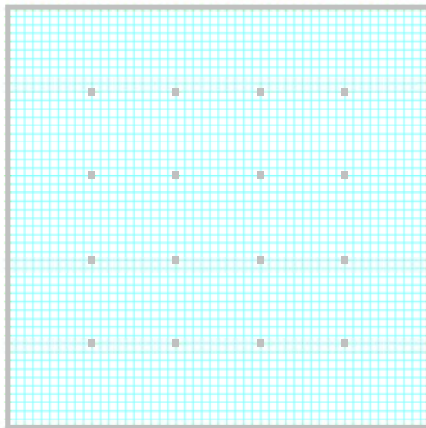


Bild 4.1 FE-Modelle für Flachdecke

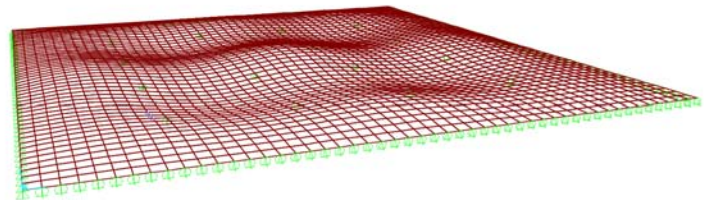


Bild 4.2 Schwingungsform für Flachdecke

Tabelle 4.1 Eigenfrequenzen von Flachdecken aus Stahlbeton

L	B	D = 0.2	D = 0.3	D = 0.4	D = 0.5	D = 0.6
5	5	15.6	23.3	31.0	38.6	46.0
5	6	11.0	16.5	21.9	27.3	32.6
5	7	8.25	12.4	16.4	20.5	24.5
6	6	10.8	16.2	21.6	26.9	32.1
6	7	8.1	12.1	16.1	20.1	24.0
6	8	6.3	9.4	12.5	15.6	18.7
7	7	8.0	11.9	15.9	19.8	23.7
7	8	6.2	9.2	12.3	15.4	18.4
7	9	4.9	7.4	9.9	12.3	14.7

L	B	D = 0.2	D = 0.3	D = 0.4	D = 0.5	D = 0.6
8	8	6.1	9.1	12.2	15.2	18.2
8	9	4.9	7.3	9.7	12.1	14.5
8	10	4.0	6.0	8.0	9.9	11.9
9	9	4.8	7.2	9.6	12	14.4
9	10	3.9	5.9	7.9	9.8	11.8
9	11	3.3	4.9	6.6	8.2	9.8
10	10	3.9	5.8	7.8	9.7	11.7
10	11	3.3	4.9	6.5	8.1	9.7
10	12	2.8	4.1	5.5	6.9	8.2

Zur Verifikation soll ein Beispiel aus der Uhrenindustrie – die ja bekanntlich von der Präzision lebt – herangezogen werden. Bild 4.3 zeigt die zukünftige Halle für Décolletage mit einem regelmässigen Stützenraster von 7.5 m x 7.5 m. Für die unteren Geschosse wurden Deckenstärken von 55 cm gewählt, für die oberen 45 cm. Die gemessenen Eigenfrequenzen betragen 18.8 Hz für die 55-cm-Decken und 15.2 Hz für die 45-cm-Decken. Ein Vergleich mit Tabelle 4.1 zeigt, dass die FE-Berechnung tatsächlich in der Lage ist, die Eigenfrequenzen recht genau vorauszuberechnen.



Bild 4.3 Messung der Eigenfrequenzen für eine Decke mit 7.5 m x 7.5 m Stützenraster

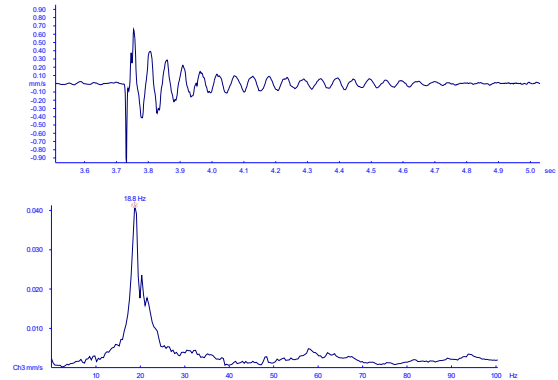


Bild 4.4 Schwingungsverlauf und Amplitudenspektrum für die Decke in Bild 4.3 (bei Impulsanregung)

Die Eigenfrequenz ist allerdings nicht das einzige Kriterium, denn eine Geschossdecke für Präzisionsfertigung sollte auch gegen Stösse resistent sein. Somit stellt sich die Frage, ob ein FE-Modell auch in der Lage ist, Deckenschwingungen infolge Impulsbelastungen korrekt zu berechnen. Ein Versuch soll hier Klarheit verschaffen.

Für diesen Versuch wurde ein Sandsack von 10 kg aus einer Höhe von 50 cm in Feldmitte fallen gelassen. Dies ergibt einen Impuls von 31.3 kgm/s. Der gemessene Schwingungsverlauf ist in Bild 4.6 oben abgebildet. Für die Berechnung mit dem FE-Modelle wurde eine Belastung von 3.13 kN während 0.01 Sekunden eingegeben. Damit ist der Impuls im FE-Model gleich wie im Versuch.

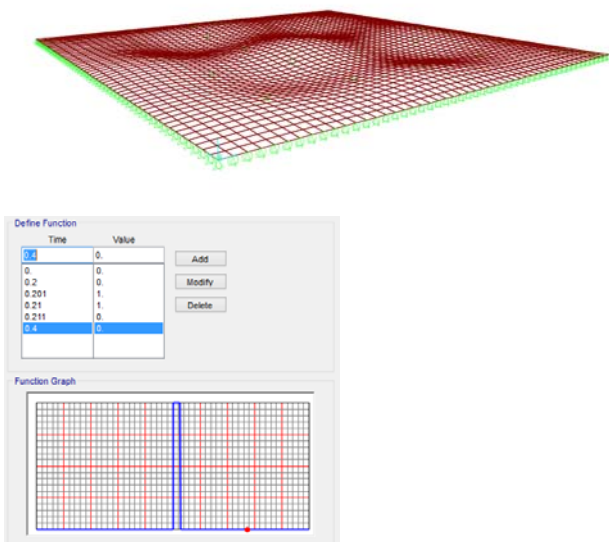


Bild 4.5 FE-Modell für eine Decke mit 7.5 m x 7.5 m Stützenraster (d = 45 cm) : oben: 1. Eigenform; unten: Belastungsfunktion

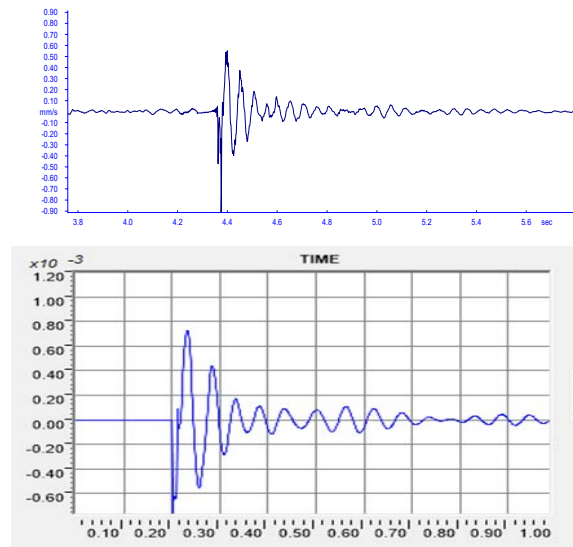


Bild 4.6 Schwingungsverlauf : oben: gemessen; unten: berechnet

Der Vergleich des berechneten und gemessenen Schwingungsverlaufs in Bild 4.6 zeigt, dass die Schwingungsberechnung mit dem FE-Modell korrekt ist. Voraussetzung ist natürlich, dass die Lastfunktion möglichst realistisch eingegeben wird.

Ein zweites recht interessantes Beispiel ist die Leichtbeton-Geschossdecke eines Personalrestaurants. Leichtbeton (auch Gasbeton genannt) hat ein Raumgewicht von nur 6 kN/m² und einen statischen E-Modul von 4 kN/m². Normaler Beton hingegen hat ein Raumgewicht von 25 kN/m² und einen statischen E-Modul von 35 kN/m². Die Aussicht aus dem 15. Stockwerk über die Stadt ist zwar fantastisch, doch die Gäste an den Tischen störten sich an den Schwingungen, die von gehenden Personen hervorgerufen wurden. Die Messungen zeigten dann auch, dass beim Rennen einer Person Schwingungen von bis zu 8 mm/s entstehen (vgl. Bild 4.8 oben). Nachträgliche FE-Berechnungen zeigten auch, dass mit einem Impulsbelastung von 35 kgm/s (3.5 kN während 0.01 s, wie in Kapitel 3 empirisch bestimmt), eine maximale Schwinggeschwindigkeit von 12 mm/s erreicht wird. Auch hier zeigt sich, dass ein FE-Programm durchaus in der Lage ist, das dynamische Verhalten einer Geschossdecke korrekt zu berechnen und kritische Situation zu erkennen.

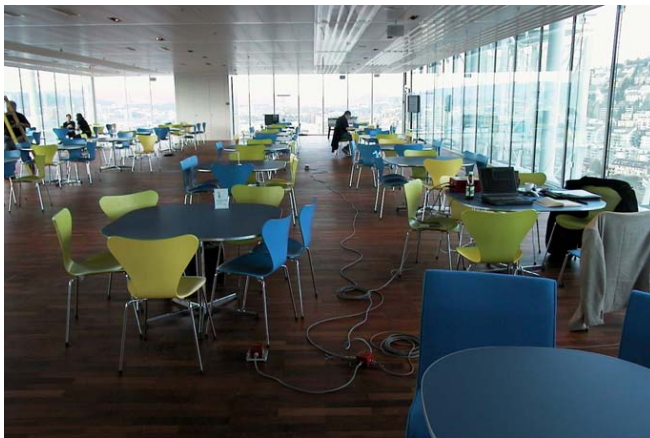


Bild 4.7 Personalrestaurant mit Geschossdecke aus Leichtbeton

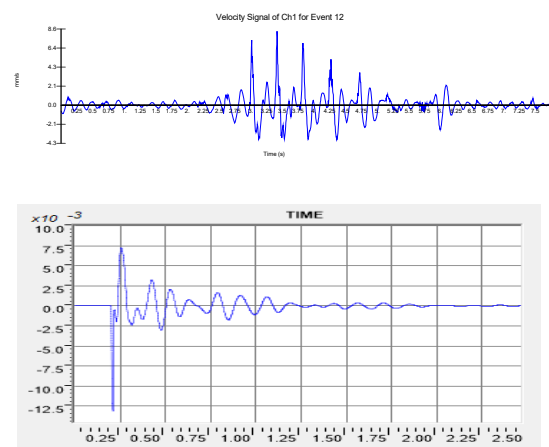


Bild 4.8 Schwingungsverlauf : *oben*: Gemessen (beim Vorbeirennen einer Person); *unten*: Berechnet (für einen Heel-Drop)

Was ist bei dieser Decke nicht optimal gelaufen? Leichtbeton hat eine um einen Faktor 4 geringere Masse. Dies bedeutet, dass ihm die Masse fehlt, um einer Impulsbelastung Widerstand zu leisten. Dies wiederum bedeutet, dass es nicht genügt abzuklären, ob eine Leichtbeton-Geschossdecke Resonanzerscheinungen aufweisen wird. Die Geschossdecke des Personalrestaurants hatte ja auch eine Eigenfrequenz von 6.4 Hz und die Schwingungsspitzen wurden, wie man in Bild 4.8 erkennt, nicht durch Aufschaukeln erreicht. Bei Leichtbau-Konstruktionen ist es daher ganz wichtig, dass im Rahmen der dynamischen Beurteilung nicht nur das Phänomen der harmonischen Anregung sondern auch das Phänomen der Impuls-Anregung berücksichtigt wird.

5 Balkone

Balkone sind allseits beliebt. Sie lassen Wohnungen grösser erscheinen und bilden auch ein interessantes gestalterisches Element für den Architekten. Vor allem wenn sie weit auskragen und sehr schlank ausgebildet sind. Der Spass hört spätestens dann auf, wenn sich die Bewohner nicht mehr auf den Balkon wagen, weil man seekrank wird oder Angst bekommen, sobald der Nachbar oben auf dem Balkon eine Party veranstaltet.

Verschiedene „unbefriedigende“ Fälle haben uns veranlasst abzuklären, ob die starken Schwingungen eines Balkons nicht im Voraus erkannt werden können. Oder anders formuliert: Ist ein FE-Programm in der Lage die Schwingungen eines Balkons genügen genau zu berechnen?

Bild 5.1 zeigt das Beispiel eines Mehrfamilienhauses mit nachträglich angebrachten Balkonen. Die Balkonplatten werden durch zwei vertikale Träger gehalten, die ihrerseits jeweils auf der Höhe der Geschossdecken mit dem Haus verbunden sind.

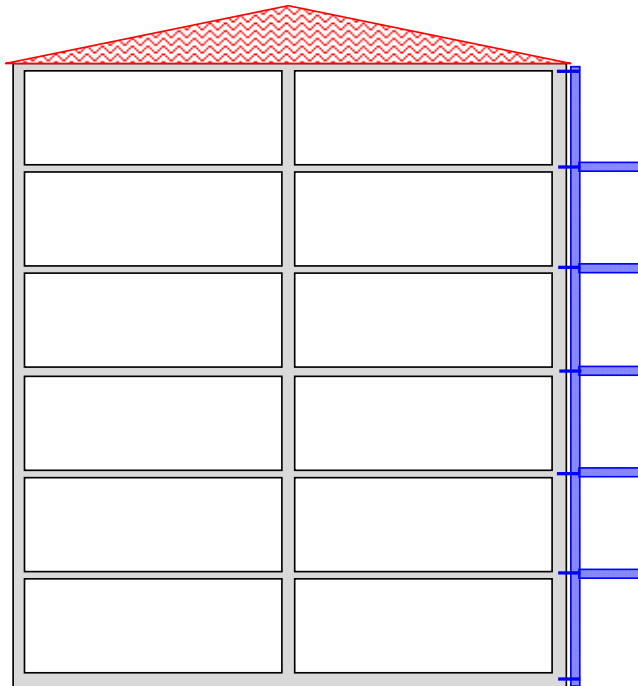


Bild 5.1 Prinzip-Skizze für nachträglich angebrachte Balkone

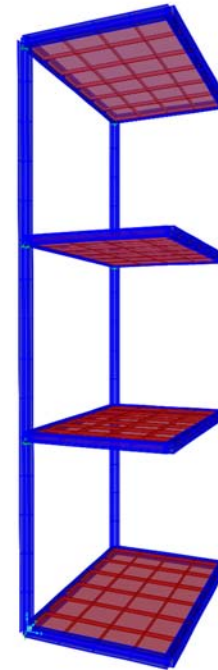


Bild 5.2 FE-Modell für nachträglich angebrachte Balkone

Eine Schwingungsmessung mit Anregung durch einen „Heel-Drop“ ergab den Schwingungsverlauf von Bild 5.3 mit sagenhaften 50 mm/s. Die Grundfrequenz des Balkons betrug 6.6 Hz. An sich wäre nichts gegen diesen Balkon einzuwenden, denn die Eigenfrequenz liegt höher als das zweifache der maximalen Hüpf Frequenz. Trotzdem ist dieser Balkon nicht „akzeptabel“.

Die nachträglich durchgeführte FE-Berechnung mit einer Impulsanregung von 35 kgm/s (3.5 kN während 0.01 s), wie in Kapitel 3 empirisch bestimmt, ergab den in Bild 5.4 dargestellten Schwingungsverlauf mit einer maximalen Schwinggeschwindigkeit von 70 mm/s. Dies bedeutet auch hier, dass ein FE-Programm durchaus in der Lage ist, das dynamische Verhalten eines Balkons zu berechnen und solche kritische Situation zu erkennen.

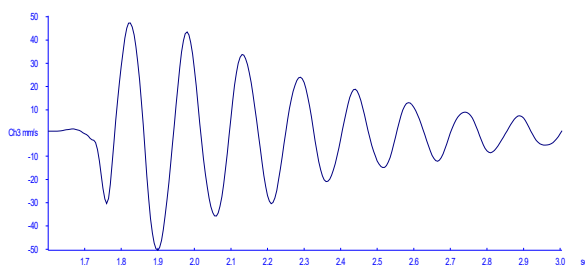


Bild 5.3 Gemessener Schwingungsverlauf bei 3-Hz-Stahlfedern

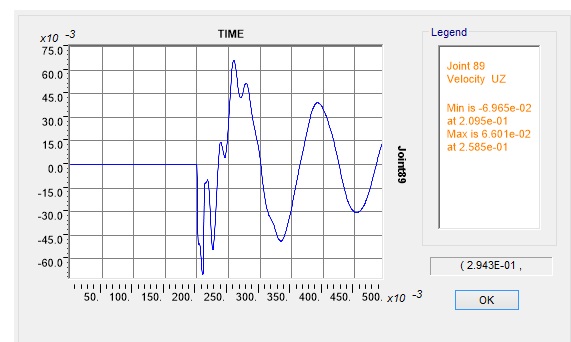


Bild 5.4 Berechneter Schwingungsverlauf

Ein zweites Beispiel sind die in Bild 5.5 dargestellten weit auskragenden Eckbalkone. Die FE-Berechnung ergab eine Eigenfrequenz von 11 Hz. Somit konnte man zuversichtlich sein, dass keine Resonanzphänomene durch hüpfende Personen auftreten können. Dieser Nachweis genügt allerdings nicht. Es sollte immer auch abgeklärt werden, ob durch Impulsanregung unangenehme

Schwingungen erzeugt werden. Die FE-Berechnung ergab schliesslich eine maximale Schwinggeschwindigkeit von 10 mm/s unter der Wirkung eines Impulses von 35 kgm/s, was einem durchschnittlichen „Heel drop“ entspricht. Zum Vergleich: Der gleiche „Heel drop“ in der Mitte des Wohnzimmers aufgebracht ergibt eine maximale Schwinggeschwindigkeit von 2 mm/s.



Bild 5.5 Überbauung mit weit auskragenden Balkonen

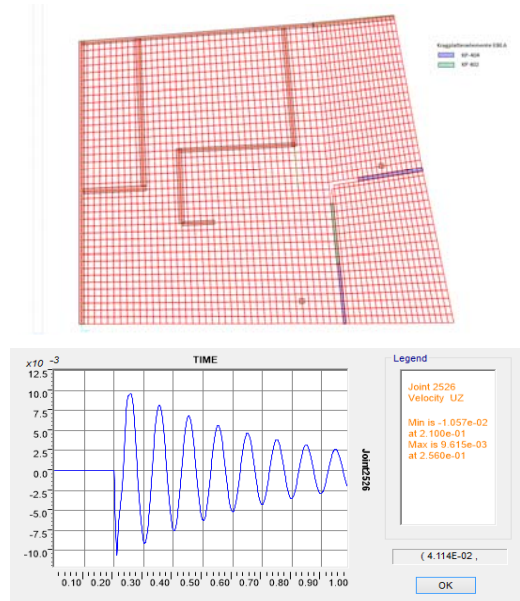


Bild 5.6 FE-Modell und berechneter Schwingungsverlauf

6 Windanregung

Wenn es darum geht, Gäste zu verwöhnen, kennt die schweizerische Hotellerie keine Grenzen. Ein gutes Beispiel ist die Dépendance des Hotels „Le Vieux Manoir“ bei Murten. In luftiger Höhe direkt am Seeufer kann der Gast sich entspannen. Wenn er überhaupt zum Schlafen kommt und nicht schon beim ersten Windstoss den Raum mitten in der Nacht panikartig verlässt.



Bild 6.1 Romantische Hotel-Suite in der Form eines Baumhauses

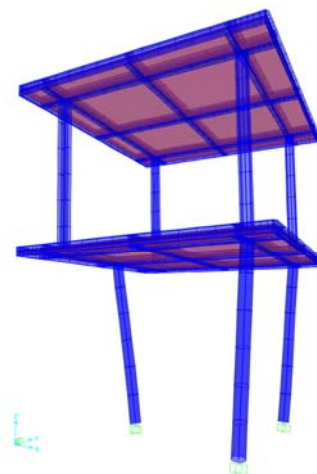


Bild 6.2 FE-Modell für Baumhaus

Die in Bild 6.1 dargestellte Tragstruktur ist nach dem ersten Herbststurm sehr schnell mit drei Verstrebungen ergänzt worden. Der romantische Eindruck eines Baumhauses geht zwar – zum Leidwesen des Architekten – etwas verloren, doch kann man jetzt ohne Angstzustände die wunderschöne Aussicht auch bei Sturm geniessen.

Was ist schief gelaufen? Hätte eine dynamische Berechnung mit einem FE-Programm dieses Problem erkannt? Die Modellierung der Tragstruktur stellt keine besonderen Schwierigkeiten dar. Mit einem FE-Programm erhält man rasch die Eigenfrequenz von 1.58 Hz in horizontaler Richtung, was sehr gut mit dem gemessenen Wert von 1.56 Hz zusammenpasst. Etwas komplizierter ist die realistische Definition der Belastungsfunktion für den Wind. Gemäss Lehrbuch berechnet sich die Windkraft nach Gleichung Gl. 6.1:

$$F_D = \frac{1}{2} \rho \cdot v^2(t) \cdot B^2 \cdot C_D \quad \text{Gl. 6.1}$$

Dabei stehen F_D für die Windkraft, ρ für die spezifische Masse der Luft (ca. 1 kg/m^3), $v(t)$ für die Windgeschwindigkeit, B für die charakteristische Abmessung quer zum Wind und C_D für den Winddruckkoeffizienten. Den Winddruckkoeffizienten für ein Gebäude wie in Bild 6.1 erhält man aus Tabellen über Windbelastungen. Er liegt für einen Würfel bei ca. 2.0. Nehmen wir nun für einen starken Windstoss eine Windgeschwindigkeit von 80 km/h an, so erhalten wir eine Belastung für das gesamte Baumhaus von 12 kN.

Nun gilt es daraus eine realistische Belastungs-Zeit-Funktion zu definieren. Wenn Resonanz-Schwingungen fürs erste ausgeschlossen werden, so genügt es vollkommen für eine einzelne Böe, eine einfache Trapez-Form wie in Bild 6.3 anzunehmen. Die daraus durch das FE-Programm berechnete Schwingung ist in Bild 6.4 dargestellt. Sie gibt eine maximale Schwinggeschwindigkeit von 22 mm/s an. Effektiv wurde ein Maximalwert von knapp 34 mm/s gemessen (siehe Bild 6.5).

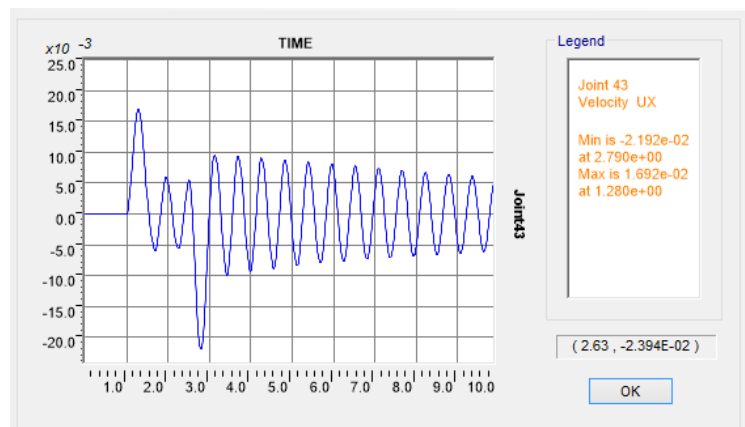
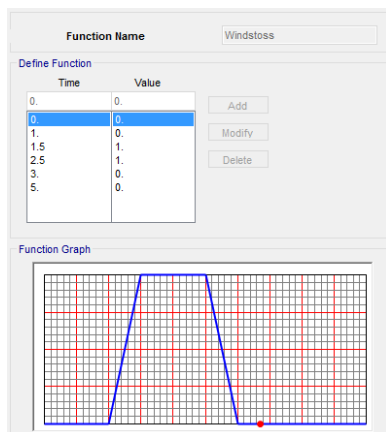


Bild 6.3 Angenommene Belastungs-Zeit-Funktion für einen Windstoss

Bild 6.4 Berechneter Schwingungsverlauf infolge Belastungsfunktion von Bild 6.3 mit $P_{\max} = 12 \text{ kN}$

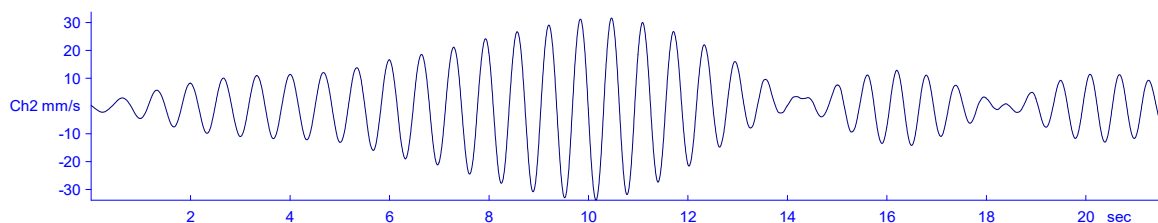


Bild 6.5 Bei einem Sturm gemessener Schwingungsverlauf

Das Beispiel zeigt wiederum, dass FE-Programme durchaus in der Lage sind, uns bei dynamischen Problemstellungen sinnvoll zu unterstützen.

7 Fussgängerbrücken

Eine der schönsten Brücken findet sich im Tessin in der Nähe des Dorfes Carasso. In einem eleganten Bogen schwingt sich die neue Fussgängerbrücke über den Ticino und überquert in einem Gegenbogen das Flussvorland. Bevor die Brücke jedoch gebaut werden konnte, musste abgeklärt werden, ob die Schwingungen beherrschbar sind. Konkret war zu untersuchen, welche Eigenfrequenzen die Brücke aufweisen wird und ob unter der Einwirkung von Personen nicht zu starke Schwingungen auftreten werden.



Bild 7.1 Fussgängerbrücke über den Fluss Ticino bei Carasso

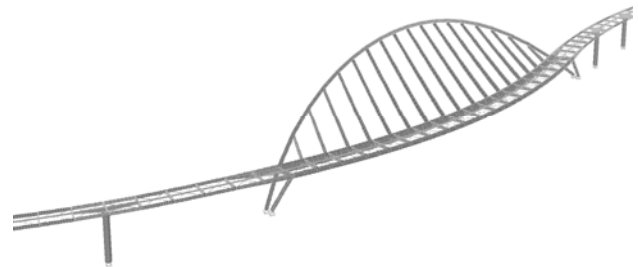


Bild 7.2 FE-Modell für Fussgängerbrücke von Bild 7.1

Die Bestimmung der Eigenfrequenzen stellte kein grösseres Problem dar. Es zeigte sich auch rasch, dass einige der Eigenfrequenzen im kritischen Bereich liegen (vgl. Bild 7.3) und dass somit Resonanzschwingungen – angeregt durch Personen – zu erwarten sind.

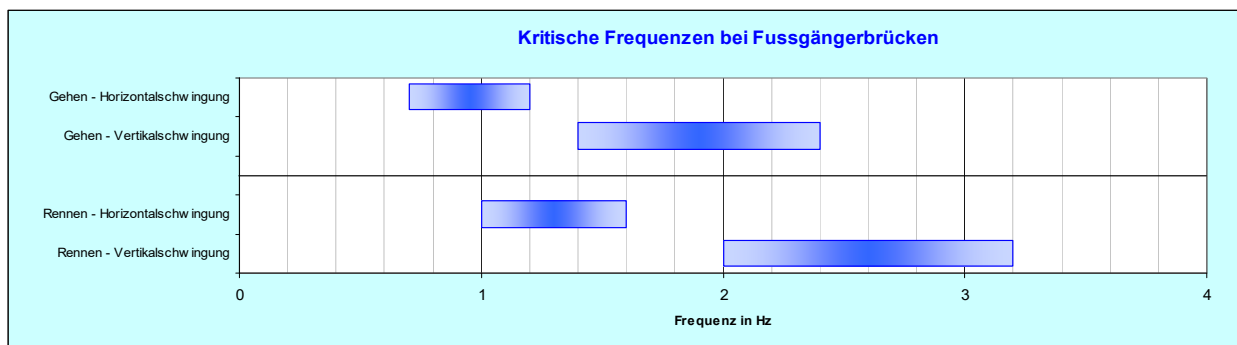


Bild 7.3 Kritische Frequenzen bei Menschen-induzierten Schwingungen

Das grosse Problem bestand allerdings darin, eine realistische Belastungsfunktion zu wählen. Für die Berechnung der maximalen Schwingungen wurden vier Lastfälle untersucht:

- 4 Personen Gehen im Takt
- 4 Personen Laufen im Takt
- 10 Personen Gehen im Takt
- 10 Personen Laufen im Takt

Dabei wurde angenommen, dass die Schrittfrequenz mit den kritischen Eigenfrequenzen, exakt zusammenfällt. Als Anregungsfunktion wurde eine harmonische Schwingung von 20 Zyklen gewählt. Die Kraftamplituden ergaben sich aus dem Gewicht von 0.8 kN pro Person und den Verstärkungsfaktoren für gehende und laufende Personen (gemäss Bild 7.4). Diese Definition der Belastungsfunktion ist selbstverständlich eine grobe Vereinfachung der Realität. Sie impliziert unter anderem, dass sich alle Personen synchron bewegen.

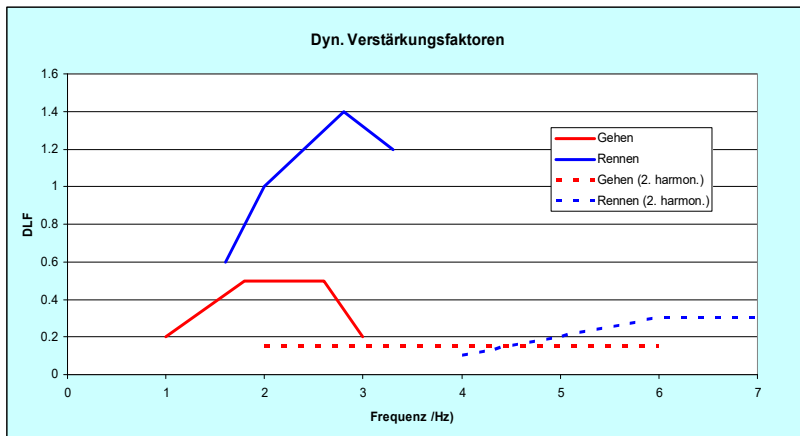


Bild 7.4 Verstärkungsfaktoren für „Gehen“ und „Laufen“

Die Ergebnisse der FE-Berechnung waren dann auch einigermaßen ernüchternd. Sie ergab für 10 Personen, die im Takt über die Brücke rennen, maximale Beschleunigungen von 5 m/s^2 . Dabei werden Werte über 1 m/s^2 bereits als unangenehm und Werte über 2.5 m/s^2 als nicht akzeptabel eingestuft.

Der Einbau von Schwingungstilgern schien unumgänglich. Mit Schwingungstilgern lässt sich die Dämpfung einer Tragstruktur auf 3 bis 5 % erhöhen. Diese Dämpfung reicht in der Regel aus, um die auftretenden Belastungen im zulässigen Bereich zu halten. Der Extremfall „Laufen von 10 Personen im Takt“ würde allerdings trotzdem zu störenden Schwingungen führen. Die Entscheidung, ob Schwingungstilger einzubauen sind oder nicht, wurde sinnvollerweise nicht vor dem Bau der Brücke gefällt, sondern erst nach der Erstellung der Brücke. Allerdings waren die Aussparungen und Befestigungspunkte für die Tilger einzuplanen.

Nach dem Bau der Brücke wurden die Schwingungen unter verschiedensten Belastungsarten gemessen. Die wichtigsten Ergebnisse sind in Bild 7.6 dargestellt.

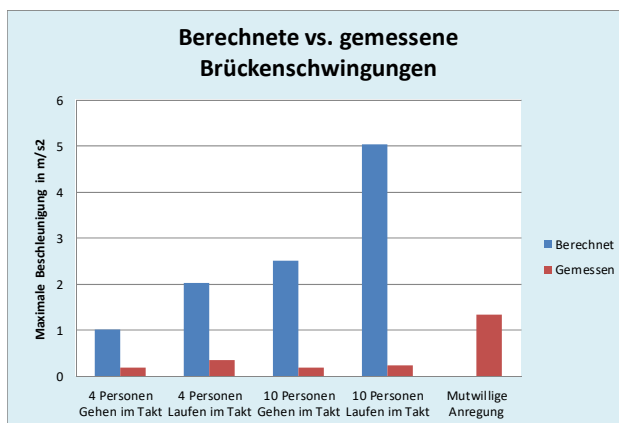


Bild 7.5 Vergleich der berechneten Schwingungen mit den tatsächlich gemessenen Schwingungen

Offensichtlich waren die mit dem FE-Programm errechneten Schwingungen um einen Faktor 10 bis 20 höher als die in Realität gemessenen. Auf den Einbau von Schwingungstilgern konnte verzichtet werden und alle Beteiligten waren überaus zufrieden.

Trotzdem stellt sich hier – wie in den vorangegangenen Beispielen – die Frage, „Was ist bei der Berechnung schief gelaufen?“ Woher kommt die grosse Diskrepanz zwischen berechneten und gemessenen Schwingungen? Ein Berechnungshilfsmittel, das Werte liefert, die um einen Faktor 10 bis 20 zu hoch sind, ist genau so wenig tauglich wie eines das zu tiefe Werte liefert. Der Grund für die grosse Diskrepanz dürfte in der Wahl der Belastungsfunktion liegen. Die Annahme von 20 synchronen Belastungszyklen ist wohl nicht besonders realistisch. Und solange wir keine realistischen Belastungsfunktionen einführen, können wir auch keine realistischen Ergebnisse erwarten.

Als zweites Beispiel wollen wir die Passerellen des neuen Businessparks in Ittigen näher betrachten. In diesem Neubau wurden 6 Passerellen eingebaut, welche die verschiedenen Bürokomplexe elegant verbinden. Diese Passerellen sind – wie in Bild 7.6 dargestellt - als einfache Balken in Stahl-Bauweise konzipiert. Die freie Spannweite beträgt 28 m.

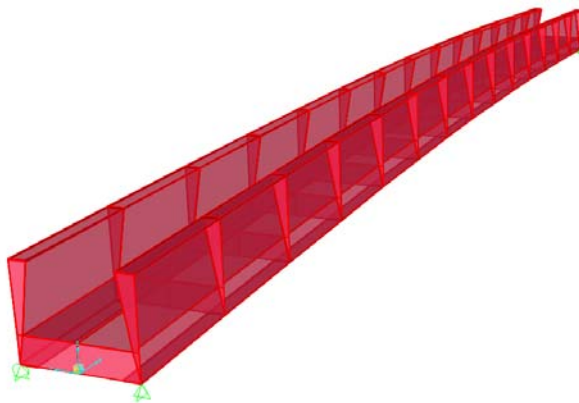


Bild 7.6 Passerelle im neuen Businesspark Ittigen

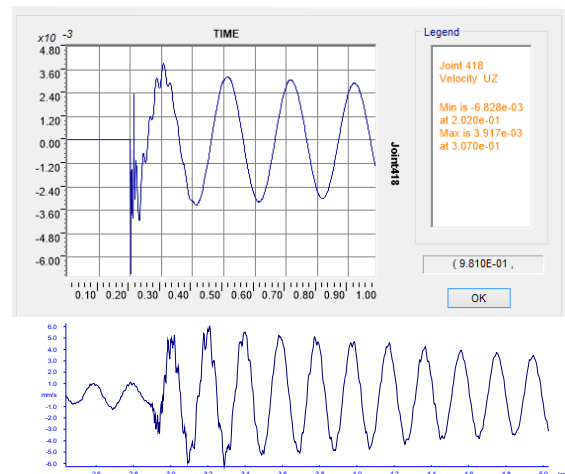


Bild 7.7 Schwingungsverlauf : *oben*: berechnet; *unten*: gemessen

Nachdem abgeklärt worden war, dass keine Resonanzphänomene durch gehende Personen auftreten können, war noch zu untersuchen, ob impulsartige Belastungen zu unangenehmen Schwingungen führen könnten. Als Belastungsfunktion wurde die bereits oben mehrfach erwähnte Impulsbelastung von 35 kgm/s verwendet, was einem durchschnittlichen „Heel drop“ entspricht. Die dynamische FE-Berechnung ergab – wie man in Bild 7.7 sieht - eine maximale Schwinggeschwindigkeit von 4 mm/s. Die an der Passerelle selbst durchgeführten Versuche ergaben maximale Schwingungen von 6 mm/s bei einem „Heel drop“. Die Übereinstimmung ist zwar nicht perfekt, kann aber doch als „brauchbar“ eingestuft werden.

8 Dynamische Lastfunktionen

Dynamische Lastfunktionen brauchen wir praktisch für jede dynamische Berechnung. Es sei denn wir interessieren uns nur für die Eigenfrequenz einer Tragstruktur, um Resonanzschwingungen zu vermeiden. Aber auch hier sollte man sich nicht vorschnell auf harmonische Schwingungen und Resonanzen beschränken. Grundsätzlich sind bei jeder dynamischen Dimensionierung beide Belastungsarten, die harmonische Belastung und die Impuls-artige Belastung zu berücksichtigen. Das Beispiel mit der Gasbetondecke in Kapitel 4 oder die angehängten Balkone in Kapitel 5 zeigen deutlich, dass es nicht genügt, Resonanzschwingungen zu vermeiden. Auch die Impuls-artigen Schwingungen müssen im akzeptablen Bereich liegen.

Dynamische Lastfunktionen brauchen wir typischerweise für Tragwerke mit

- Personen-induzierten Schwingungen
- Maschinen-induzierten Schwingungen
- Wind-induzierten Schwingungen

Bei diesen Beispielen handelt es sich um Anregungen, die sowohl primär harmonisch als auch primär Impuls-artig sein können. Das Hüpfen einer Person auf einem Balkon (mit 10 Hz Eigenfrequenz) ist Impuls-artig, denn die Schwingung ist praktisch abgeklungen bevor der nächste Hüpfen folgt. Das gleiche Hüpfen auf einer Fussgängerbrücke (mit 2.5 Hz Eigenfrequenz) ist primär harmonisch und führt zu Resonanzschwingungen.

Für die Definition von Lastfunktionen sind – falls keine Literaturangaben oder Herstellerinformationen vorliegen – Messungen unerlässlich. Von Menschen erzeugte Impulse können z.B.

sehr einfach mit der in Bild 3.1 dargestellten Versuchseinrichtung ermittelt werden. Für die Bestimmung von Maschinen-induzierten Kräften (z.B. von Druckmaschinen, Stanzmaschinen oder Robotern) können dynamische Erreger (Bild 8.1) oder Fallgewichte (Bild 8.2) eingesetzt werden. Die vom dynamischen Erreger oder vom Fallgewicht erzeugten Kräfte bzw. Impulse sind bekannt und werden mittels der gemessenen Schwingungen für die Berechnung der Maschinen-induzierten Kräfte verwendet.



Bild 8.1 Dynamischer Erreger für die Bestimmung der harmonischen Kräfte einer Druckmaschine



Bild 8.2 Fall-Gewicht-Anlage für die Simulation einer Stanzmaschine

In praktisch allen dynamischen Berechnungen ist eine exakte Definition der Lastfunktion unerlässlich. Und in den meisten Fällen sind beide Anteile, die harmonische Anregung und die Impuls-artige getrennt zu berücksichtigen.

9 Schlussfolgerungen

FE-Programme sind äusserst leistungsfähige Instrumente, um das dynamische Verhalten von Tragwerken zu analysieren. Sofern die Geometrie des zu berechnenden Tragwerkes adäquat abgebildet wird und sofern das verwendete FE-Programm die richtigen Materialgesetze zu Verfügung stellt, lassen sich auch sehr komplexe Tragwerke zuverlässig modellieren. Probleme entstehen eigentlich erst bei der Einführung der Belastungsfunktion. Solange es „nur“ um die Berechnung von Eigenfrequenzen geht, ist nicht mit grossen Abweichungen zwischen Modell und Wirklichkeit zu rechnen. Denn für die Berechnung der Eigenfrequenzen und Eigenformen werden keine Belastungsfunktionen gebraucht.

Erst bei der Berechnung des Schwingungsverhaltens unter dynamischen Belastungen treten Probleme auf. Dabei liegen die Probleme nicht primär auf der Seite des FE-Programmes sondern auf der Seite des Ingenieurs, der das FE-Programm einsetzt. Wie soll er die Belastung einer Fussgängerbrücke definieren, wenn nicht einmal die Krafteinwirkung einer einzelnen Person genügend genau bekannt ist. Das gleiche gilt für die dynamischen Kräfte einer Maschine. Zumeist schützen sich die Maschinenhersteller dadurch, dass sie 5-mal höhere dynamische Lasten angeben, als in Wirklichkeit auftreten.

Der korrekten Definition der dynamischen Belastung muss ein wesentlich grösserer Stellenwert zugeordnet werden. Solange die Belastungsfunktion nicht ausreichend bekannt ist, können wir nicht erwarten, dass die berechneten Schwingungen korrekt sind.