

Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Dr. Edoardo Anderheggen

Edited Volume**Publication date:**

1999

Permanent link:

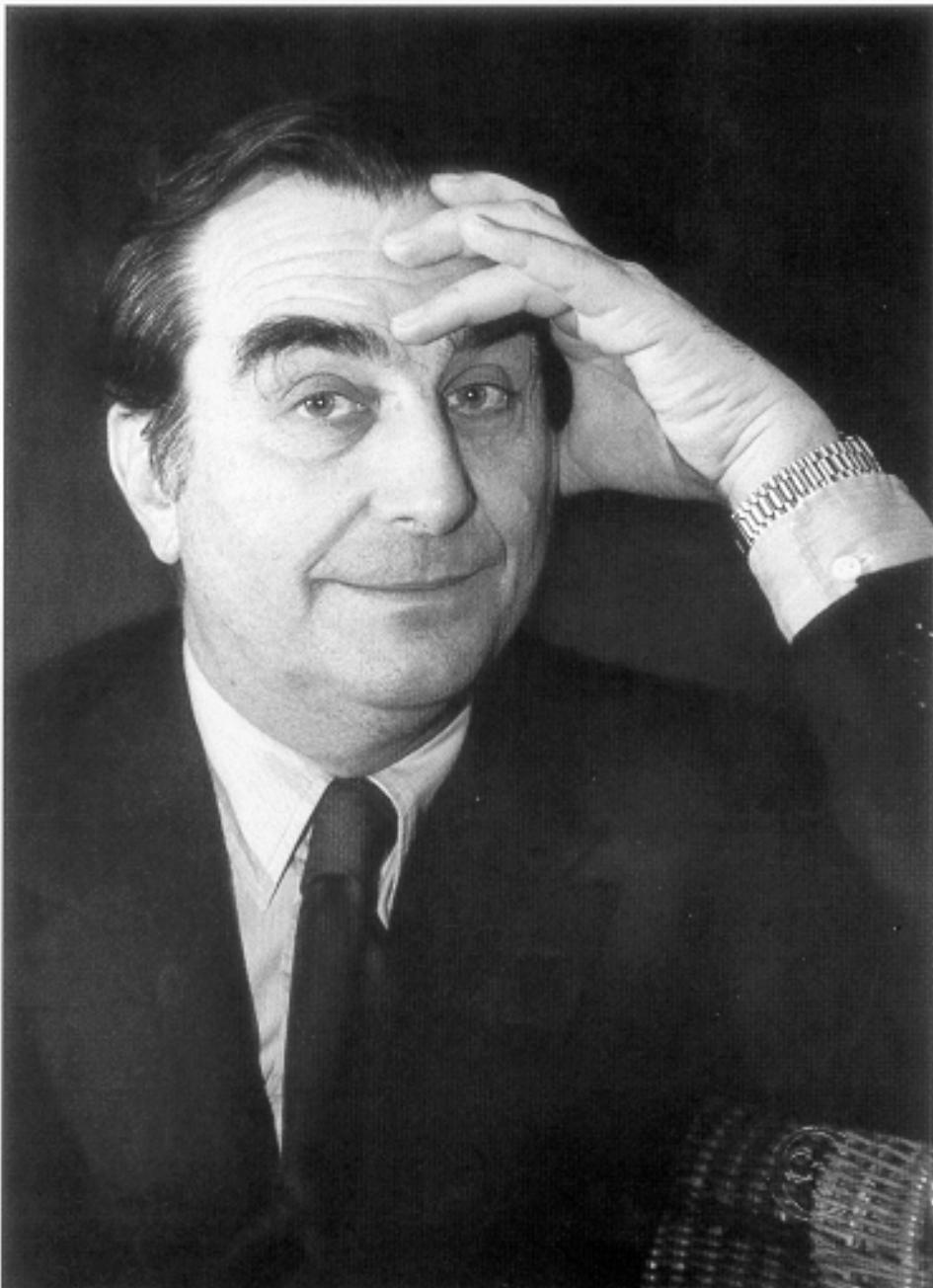
<https://doi.org/10.3929/ethz-a-003832642>

Rights / license:

[In Copyright - Non-Commercial Use Permitted](#)

Originally published in:

IBK Publikation SP 07



Festschrift

zum 60. Geburtstag von Prof. Dr. Edoardo Anderheggen

Institut für Baustatik und Konstruktion
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich

Juni 1999

VORWORT

Die vorliegende Festschrift ist meinem Kollegen Prof. Dr. Edoardo Anderheggen gewidmet, der am 25. Juni 1999 seinen sechzigsten Geburtstag feiern kann.

Edoardo Anderheggen studierte in den Jahren 1957–1961 Bauingenieurwesen an der ETH Zürich und arbeitete anschliessend als Assistent und Doktorand am damaligen Institut für Baustatik und Massivbau unter der Leitung von Prof. Dr. Bruno Thürlimann. Hier galt sein Interesse vor allem Fragen der Computerprogrammierung. Das Doktorat schloss er im Sommer 1967 ab und verbrachte anschliessend zwei Jahre als «postdoctoral research associate» an der University of California in Berkeley. Zurück in Zürich, widmete er sich vor allem Fragen der numerischen Strukturmechanik.

1976 wurde er zum ordentlichen Professor für Informatik im Ingenieurwesen gewählt und war zuerst am Institut für Informatik tätig. Anschliessend hatte er eine Einzelprofessur inne und 1992 schloss er sich dem Institut für Baustatik und Konstruktion an.

Sein Hauptforschungsgebiet ist die Softwareentwicklung für lineare und nichtlineare strukturmechanische Anwendungen nach der Methode der finiten Elemente. Dabei entstand eine Reihe von Computerprogrammen, von denen einige Eingang in die Praxis gefunden haben. Seine ehemaligen Doktoranden und wissenschaftlichen Mitarbeiter spielen heute in der Schweizer Bauinformatik eine wichtige Rolle.

Später erweiterte der Jubilar seine Tätigkeit auf andere Problemstellungen, zum Beispiel in der Umformtechnik oder in der numerischen Simulation von mikromechanischen Sensorkomponenten.

Er unterrichtet die Bauingenieurstudenten in Informatik auf propädeutischer Stufe. Für die Bau- und Maschineningenieure höherer Semester hält er spezialisierte Vorlesungen über die Theorie und Anwendungen der Methode der finiten Elemente.

Von Nationalität ursprünglich Belgier und seit 1977 Schweizer, geboren in Turin und aufgewachsen in Italien, ist Edoardo Anderheggen ein wahrhafter Europäer und Weltbürger und sorgt an unserem Institut für einen Hauch von Italianità. Als er erstmals von der Vorbereitung einer Festschrift hörte, war er vor allem erstaunt, dass er nun auch schon bald zu den Sechzigjährigen gehören sollte.

Die vorliegende Sammlung von Originalbeiträgen vermittelt einen Eindruck über die Breite des Gebiets, das vom Jubilaren und seinen ehemaligen und jetzigen Mitarbeitern abgedeckt wird, und die Beiträge der Kollegen sollen dieses Bild abrunden. Alle Autorinnen und Autoren entbieten ihm hiermit Dank und Anerkennung und wünschen ihm für die Zukunft ungebremste Schaffenskraft und alles Gute im beruflichen und persönlichen Bereich.

Prof. Thomas Vogel

Institut für Baustatik und Konstruktion

VERDANKUNGEN

Bei der Vorbereitung dieser Festschrift wurde der Unterzeichnende von Frau Renate Amatore und den Herren Dr. Gerald Prater und Joseph Theiler unterstützt.

Der Kontakt mit den Autoren und die Gestaltung der Festschrift oblagen Herrn Dr. Prater.

Die Drucklegung der Festschrift wurde durch die finanzielle Unterstützung folgender Firmen und Körperschaften ermöglicht:

- Basler & Hofmann, Forchstrasse 395, 8008 Zürich
- CUBUS AG, Eggbühlstrasse 20, 8052 Zürich
- Elektrowatt Engineering AG, Bellerivestrasse 36, 8034 Zürich
- Dr. Grob und Partner, Technikumstrasse 73, 8400 Winterthur
- HILTI AG, Feldkircher Strasse, FL 9494 Schaan
- NOK, Parkstrasse 23, 5401 Baden
- Numerical Modelling, alte Landstrasse 88, 8800 Thalwil
- Sun Microsystems (Schweiz) AG, Eschenstrasse 8, 8603 Schwerzenbach
- VSL International Ltd. Bernstrasse 9, 3421 Lyssach
- Walder + Trüeb Engineering AG, Tannackerstrasse 2, 3073 Gümligen

Den genannten Sponsoren sowie den Autoren dieser Festschrift sei hiermit für die wertvollen Beiträge herzlich gedankt.

Prof. Thomas Vogel

INHALT

Seite

Prof. Thomas Vogel Vorwort	
Prof. Dr. Hugo Bachmann, Thomas Wenk Schwächen anstatt Verstärken: Die Erdbebensanierung eines Flüssiggas-Grosstanks	1
Prof. Dr. Mario Fontana, Andrea Frangi Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken	11
Dr. Nebojsa Mojsilović, Prof. Dr. Peter Marti Zur Festigkeit von zentrisch beanspruchtem Mauerwerk	23
Prof. Dr. h.c. Jörg Schneider Zur Dominanz der Lastannahmen im Sicherheitsnachweis	31
Prof. Thomas Vogel Erwartungen an die Bauinformatik aus dem konstruktiven Ingenieurbau	37
Stefano Armanini, Dr. Edward G. Prater Teaching the Finite Element Method	43
Dr. Perry Bartelt, Dr. Walter Ammann A Finite Element Snowpack Model	49
Horst Batschkus Brandsimulation	57
Dr. Zoran Despot TRUCK – Bridge Load Rating for Overweight Vehicles – Architecture and Development	65
David C. Ekchian Un Regard critique sur la Programmation Orientée Objet appliquée à la Méthode des Éléments Finis	75
Dr. Herbert Elmer Zur Analyse und Bemessung von Stahlbetonquerschnitten	85
Dr. Klaus Heiduschke Die multiplikative logarithmische Dehnungsraumbeschreibung	91
Dr. Jan G. Korvink, Dr. Mike Schlaich Autonomous Bridges	99
Dr. Waldemar Kubli, Prof. Dr. Matthias Hillmann Automatic Optimization of Sheet Metal Forming Processes	109

Dr. Edward G. Prater Computational Methods in Soil Stability Analysis – An Overview	115
Juan Renau TAPIZ: A Parallel Explicit Simulation Tool	123
Dr. Markus Roos, Dr. Guido Sartoris, Dr. Hansueli Schwarzenbach Modeling of Coupled Phenomena with SESES	131
Prof. Dr. Mahir B. Sayir, Dr. Stefan Messmer, Mathias Götsch Interaction between Discrete Mechanical Systems and Continuous Structures	139
Dr. Patrick N. Steffen, Günter Glanzer Zum Konvergenzverhalten von finiten Bemessungselementen	145
Dr. S. Mohammad R. Tabatabai Assistent der Gruppe Anderheggen: Then and Now	149
Dr. Ueli Walder Finite Elemente Programme: Vom High-Tech Produkt zur Alltagsanwendung am Beispiel des FE-Programmes FLASH	155
Adressen der Autoren	161

SCHWÄCHEN ANSTATT VERSTÄRKEN: DIE ERDBEBENSANIERUNG EINES FLÜSSIGGAS - GROSSTANKS

H. Bachmann¹, T. Wenk²

ZUSAMMENFASSUNG

Bei der Erdbebensanierung bestehender Bauwerke denken manche Bauingenieure vor allem an eine Verstärkung des Tragwerks. Bei einem Flüssiggas-Grosstank war jedoch eine Schwächung zwecks Frequenzverschiebung in den niedrigspektralen Bereich des Beschleunigungs-Antwortspektrums der Erdbebeneinwirkung eine wesentlich bessere Strategie. Entsprechend wurden 26 spezielle, horizontal weiche und zugleich hochdämpfende Gummilager in das Tragwerk eingebaut. Dadurch wurde die Grundfrequenz von 2,2 Hz auf 0,5 Hz vermindert. Nichtlineare dynamische Berechnungen im Zeitbereich mit Modellierung des Hystereseverhaltens der Erdbebenlager bestätigten die drastische Reduktion der einwirkenden Erdbebenkräfte.

SCHLÜSSELWÖRTER

Erdbebensanierung bestehender Bauwerke, Flüssiggastank, Ambient Vibration Versuche, Einfluss des Baugrundes auf die Erdbebenanregung, Erdbeben-Gummilager, Dämpfung, lineare und nichtlineare dynamische Berechnungen.

GEFÄHRLICHE BESTEHENDE BAUWERKE

Rund 95% der bestehenden Bauwerke in der Schweiz sind nicht oder nur nach veralteten Regeln für Erdbeben bemessen worden. Sie haben eine meist nicht näher bekannte, oft aber ungenügende Erdbebensicherheit. Darunter gibt es zahlreiche gefährliche Bauwerke, die schon bei einem mässig starken Erdbeben einstürzen werden. Besonders gefährlich können Bauwerke und Anlagen sein, die nicht nur selbst zerstört werden sondern auch ein hohes Gefährdungspotential nach aussen, d.h. für die Umgebung und die Umwelt, aufweisen. Dazu gehören gewisse Chemieanlagen. Es liegt deshalb im Interesse sowohl der Eigentümer als auch der Allgemeinheit, dass in verschiedenen Bereichen die Verantwortlichen mögliche Probleme erkannt und entsprechende Massnahmen eingeleitet haben.

Im Rahmen der Risiko-Überprüfung einer bestehenden Chemieanlage zeigte sich, dass einige Objekte aus den 70er und 80er Jahren den heutigen Anforderungen an die Erdbebensicherheit nicht genügten. Im Folgenden wird die Sanierung eines Flüssiggas-Grosstanks dargestellt.

GROSSTANK FÜR FLÜSSIGGAS

Bild 1 zeigt einen zylindrischen Grosstank zur Lagerung von bis zu 1000 Tonnen Flüssiggas. Der Behälter aus Stahl hat einen Durchmesser von 15 m und eine Höhe von 16 m; er ist doppelwandig und enthält die Einrichtungen zur Abkühlung des Gases auf rund -30°C. Der

¹ Prof. Dr. sc. techn., Professor, Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich

² Dipl. Ing., Oberassistent und Lehrbeauftragter, Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich

Behälter ruht auf einer Stahlbetonkonstruktion gemäss Bild 2, bestehend aus einer 8-eckigen und 0,5 m dicken Platte auf 26 rund 2,5 m hohen Stützen, die durch Bohrpfähle von rund 13 m Länge getragen werden. Zum Behälter gehört ein Treppen- und Leitungsturm aus einer Stahlkonstruktion mit den zum Betrieb des Tanks nötigen Zuleitungen.



Bild 1 - Grosstank zur Lagerung von 1000 Tonnen Flüssiggas mit Treppen- und Leitungsturm

Eingehende Untersuchungen der Erdbebensicherheit für das Bemessungsbeben der Norm SIA 160 hatten gezeigt, dass im bestehenden Zustand die Stahlbetonstützen und die Pfähle vor allem durch horizontale Kräfte (Biegemomente und Querkräfte) und auch durch das Kippmoment (Normalkräfte) krass überbeansprucht waren. Zudem ergab sich, dass bei der vorhanden konstruktiven Ausbildung keine wesentliche Duktilität vorhanden war. Es musste damit gerechnet werden, dass bei einem Erdbeben die Stahlbetonkonstruktion versagen, der Stahlbehälter platzen und das Gas austreten würde, was verheerende Folgen für die Umgebung und die Umwelt haben könnte.

GRUNDIDEE FÜR DIE ERDBEBENSANIERUNG

Zur Erdbebensanierung bestehender Bauwerke kommen als Massnahmen beim Tragwerk die folgenden Strategien in Betracht:

- Verstärkung zur Vergrösserung des Tragwiderstandes
- Erhöhung der Duktilität zur Vergrösserung der Energiedissipation
- Versteifung zur Verschiebung der massgebenden Eigenfrequenz in den hochfrequenten niedrigspektralen Bereiche des Beschleunigungs-Antwortspektrums zwecks Reduktion der Spektralwerte der Beschleunigung bzw. der wirksamen Erdbebenkräfte, und zwecks Reduktion der Verschiebungen und Verformungen
- Schwächung zur Verschiebung der massgebenden Eigenfrequenz in den niedrigfrequenten niedrigspektralen Bereich des Beschleunigungs-Antwortspektrums zwecks Reduktion der Spektralwerte der Beschleunigung bzw. der wirksamen Erdbebenkräfte, bei gleichzeitiger Vergrösserung der Verschiebungen und Verformungen
- Erhöhung der Dämpfung zwecks Reduktion der Spektralwerte der Beschleunigung bzw. der wirksamen Erdbebenkräfte, und zwecks Reduktion der Verschiebungen und Verformungen

Manche Bauingenieure denken bei praktischen Fällen der Erdbebensanierung vor allem an eine Verstärkung des Tragwerks zur Vergrösserung des Tragwiderstandes, weil sie die Erdbebenwirkung nur als Einwirkung von Kräften (Ersatzkraftverfahren) sehen. Dies entspricht einem "statischen" Denken. Erdbeben bewirken aber rasche Hin- und Herbewegungen des Bodens und eine entsprechende dynamische Antwort der Bau- und Tragwerke, was ein

“dynamisches” Denken erfordert.

Im Falle dieses Grosstanks hätte eine an sich mögliche Verstärkung des Tragwerks, z.B. durch zusätzliche geneigte Abstützungen oder Stahlbetontragwände und entsprechende Fundationen, die folgenden Nachteile gehabt:

- Die Grundfrequenz wäre immer noch im hochspektralen “Plateaubereich” des Beschleunigungs-Antwortspektrums gewesen, mit entsprechend hohen Erdbebenkräften.
- Es hätte keine Verminderung der Bruchgefahr beim Stahlbehälter (Platzen nach “Elephant footing” durch Beulen) erreicht werden können.

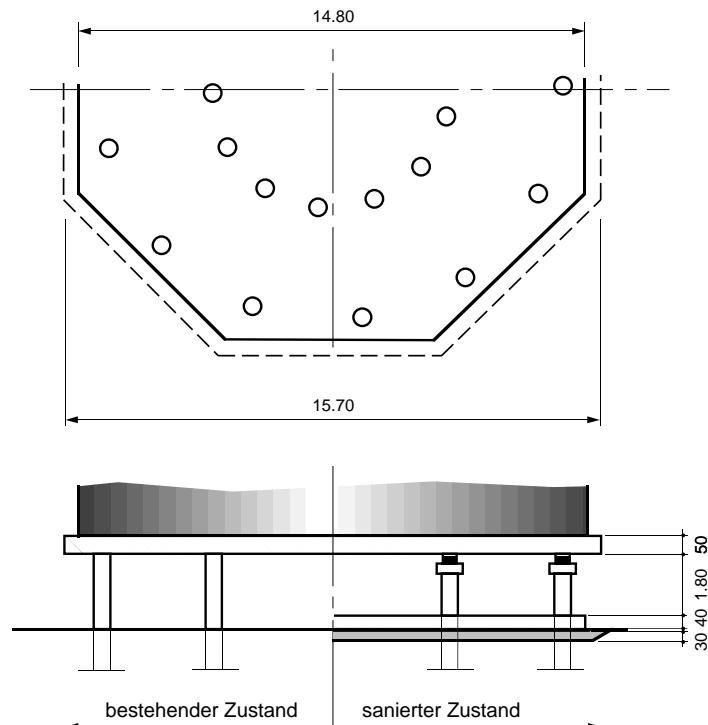


Bild 2 - Bestehender Zustand und saniertes Zustand, erreicht durch den Einbau von 26 Erdbebenlagern und einer Betonplatte

Grosstanks im Sinne eines Grenzfalls folgendermassen umschrieben werden: Wenn sich der Boden horizontal rasch hin und her bewegt, bleiben dank der horizontal weichen Lagerung die bestehende Stahlbetonplatte und der Tank mit Inhalt infolge ihrer Massenträgheit mehr oder weniger etwa dort, wo sie vor dem Erdbeben schon waren. Die auf die Stützen einwirkenden horizontalen Kräfte sind nur noch die relativ kleinen Rückstellkräfte in den Lagern. Dabei bleibt dank der hohen Dämpfung die Amplifikation gering.

AMBIENT VIBRATION VERSUCHE

Erfahrungsgemäss ist es oft schwierig, die dynamischen Eigenschaften wie Eigenfrequenzen, Eigenformen und Dämpfung eines Bauwerks auf rechnerische Weise zutreffend abzuschätzen. Das war auch hier der Fall, vor allem weil der Einfluss des relativ weichen Untergrundes recht unsicher war. Zur Eichung von Berechnungsmodellen benötigte man jedoch mindestens die Werte der Grundschwingungsform. Deshalb wurden Ambient Vibration Versuche durchgeführt. In insgesamt 40 über das Bauwerk verteilten Punkten, davon einer auf dem festen Terrain, wurden die von “natürlichen” (d.h. äusseren, ohnehin vorhandenen und nicht versuchstechnischen) Quellen erregten Schwingungen durch hochempfindliche Beschleunigungsgeber gemessen. Aus den Resultaten konnten die für den aktuellen Tankinhalt von 160 Tonnen Flüssiggas gültigen 5 ersten Eigenformen und zugehörigen Eigenfrequenzen zwischen 3,8 Hz und 6,1 Hz ermittelt werden. Diese Frequenzen charakterisieren das Schwingungsverhalten bei sehr kleinen Amplituden. Sie können als obere Grenzwerte für das dyna-

Demgegenüber konnte mit dem Konzept einer “schwimmenden Lagerung” durch den Einbau von speziellen, horizontal weichen und zugleich hochdämpfenden Gummilagern in die Stützen eine sehr viel bessere und erst noch kostengünstige Lösung entwickelt werden. Die angewandte Grundidee der Erdbebensanierung war somit die Schwächung des Tragwerks zur Verkleinerung der massgebenden ersten Eigenfrequenz zwecks Reduktion des entsprechenden Spektralwertes der Beschleunigung. Mit dieser Frequzverschiebung und bei gleichzeitiger erheblicher Erhöhung der Dämpfung gelang eine drastische Reduktion der wirksamen Erdbebenkräfte. Damit konnte auch die Bruchgefahr beim Stahlbehälter eliminiert werden.

Phänomenologisch kann das Verhalten des schwimmend gelagerten

umschrieben werden: Wenn sich der Boden horizontal rasch hin und her bewegt, bleiben dank der horizontal weichen Lagerung die bestehende Stahlbetonplatte und der Tank mit Inhalt infolge ihrer Massenträgheit mehr oder weniger etwa dort, wo sie vor dem Erdbeben schon waren. Die auf die Stützen einwirkenden horizontalen Kräfte sind nur noch die relativ kleinen Rückstellkräfte in den Lagern. Dabei bleibt dank der hohen Dämpfung die Amplifikation gering.

mische Verhalten des Tanks bei Erdbebenanregung betrachtet werden, wo infolge zunehmender Rissebildung, Plastifizierungen, usw. ein gewisser Steifigkeitsabfall zu erwarten ist. Die Dämpfungsmasse jedoch konnten wegen der ausgeprägten Schmalbandigkeit der Spitzen in den Fourier-Amplitudenspektren nicht genauer bestimmt werden. Bei einem ähnlichen Objekt in der Nähe war jedoch das Dämpfungsmass der Grundschwingungsform im Mittel zu etwa 2 % gemessen worden, sodass für Rechenzwecke dieser Wert auch hier angenommen wurde. Dieses bei sehr kleinen Amplituden bestimmte Dämpfungsmass kann als unterer Grenzwert der bei Erdbebenanregung zu erwartenden Dämpfung betrachtet werden.

EINFLUSS DES LOKALEN STANDORTES AUF DIE ERDBEBENANREGUNG

Am Standort des Grosstanks war ein eiszeitliches, ursprünglich trogförmiges Tal zunächst mit Grundmoräne und später mit teilweise feinkörnigen Fluss- und Seeablagerungen von insgesamt 100 bis 200 m Mächtigkeit verfüllt worden. Die Scherwellengeschwindigkeit in Tiefen bis 40 m unter Terrain liegt im Bereich von 300 bis 400 m/s. Bereits in der Norm SIA 160 aus dem Jahre 1989 ist der folgende Hinweis enthalten: "Für Bauwerke auf weichen Böden aus schwachkonsolidierten nacheiszeitlichen Ablagerungen, ... , sind bei Flachfundationen und schwimmenden Pfahlfundationen spezielle Untersuchungen zur Festlegung der Spektralwerte erforderlich." Inzwischen ist die Erkenntnis gewachsen, dass vor allem bei bedeutenden Bauwerken der Einfluss des lokalen Standortes auf die Erdbebenanregung berücksichtigt werden sollte [1].

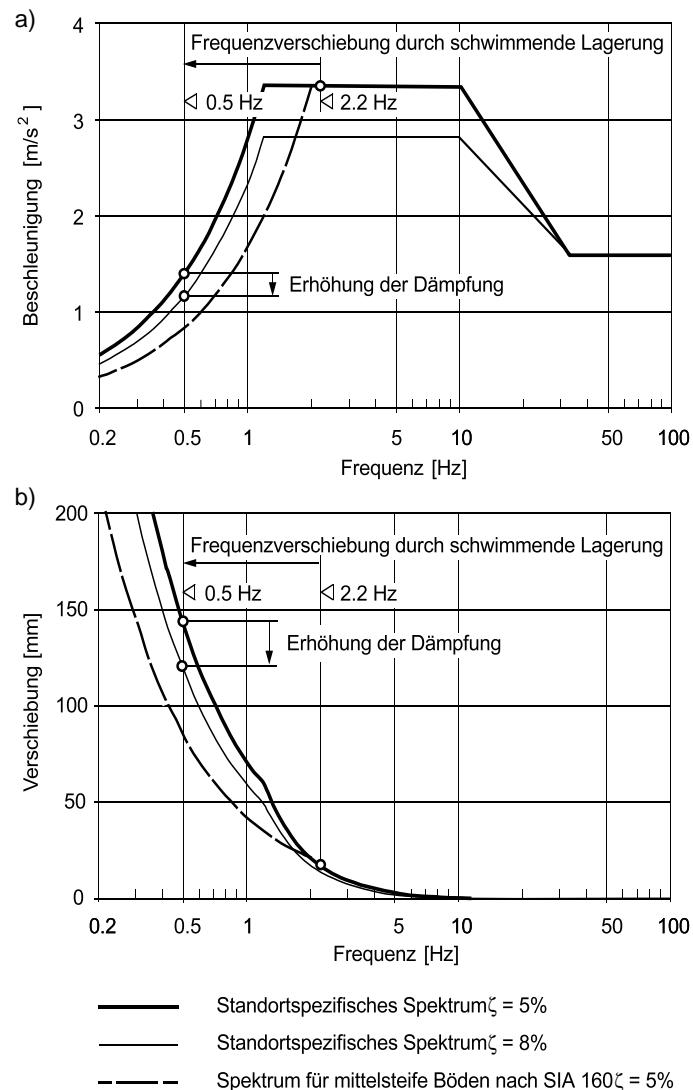


Bild 3 - Bemessungs-Antwortspektren: Beschleunigungsspektren (a) und Verschiebungsspektren (b)

Ein entscheidender Faktor ist die Grundfrequenz des Baugrundes, die durch Messung der allgemeinen Bodenunruhe nach der Nakamura-Methode abgeschätzt werden kann [2]. Gerade bei einer Sanierungsmassnahme durch Frequenzverschiebung muss sichergestellt sein, dass das sanierte Bauwerk nicht in Resonanz mit der Bodenbewegung kommt. Im vorliegenden Fall wurde eine Resonanzfrequenz des Baugrundes von 1,5 Hz nach der Nakamura-Methode gemessen. Die Berechnung an einem Schubbalkenmodell des Bodens ergab einen ähnlichen Wert für die Grundfrequenz. Dementsprechend wurde das standortspezifische Beschleunigungs-Antwortspektrum aus dem in der Norm SIA 160 gegebenen Antwortspektrum für mittelsteife Böden und Zone 3b durch Verminderung der Eckfrequenz von 2 Hz auf 1,2 Hz abgeleitet (Bild 3a). Der Amplifikationsfaktor der Beschleunigungen ("Platzaufwert") wurde entsprechend den Spektren der Norm SIA 160 unverändert beibehalten. Bild 3b zeigt die den Beschleunigungs-Antwortspektren entsprechenden Verschiebungs-Antwortspektren. Man erkennt, dass bei einer Frequenzverschiebung nach links die relativen Verschiebungen stark zunehmen.

ERDBEBENLAGER

Die Technologie der Erdbebenlager verschiedenster Arten und im besonderen von geschichteten Gummilagern ("multilayer elastomeric bearings") hat in letzter Zeit grosse Fortschritte gemacht. Bild 4a zeigt den hier verwendeten Typ. Geometrische Größen wie Durchmesser, Höhe, Dicke der Gummischichten und Bewehrungsplatten, usw. sowie die technologische Zusammensetzung der Gummimischung lassen sich in weiten Grenzen variieren. Damit können die Steifigkeiten und ein gewünschtes Hystereseverhalten mit einer entsprechenden äquivalenten viskosen Dämpfung den Bedürfnissen aus der dynamischen Berechnung angepasst werden.

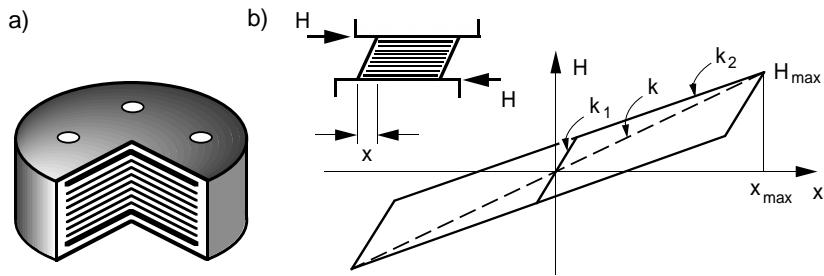


Bild 4 - Geschichtetes Erdbeben-Gummilager (a) mit idealisiertem Hysteresegesetz (b)

Bild 4b zeigt das idealisierte Hysteresegesetz der Lager mit folgenden charakteristischen Größen:

- H: Horizontalkraft
- x: Lagerverschiebung
- k₁: Anfangssteifigkeit
- k₂: Tangentensteifigkeit
- k: Sekantensteifigkeit

Im Rahmen einer Vorbemessung wird vorerst die Grundfläche eines Lagers so gewählt, dass die Summe der vertikalen Pressungen infolge ständiger Lasten, infolge des Kippmomentes aus einer linearen dynamischen Berechnung für das Bemessungsbeben sowie eventuell auch infolge der vertikalen Erdbebenanregung, einen bestimmten, vom Lagerhersteller angegebenen Wert (z.B. 6-8 N/mm²) nicht übersteigt. Die Höhe des Lagers bzw. die Summe der Dicken der Gummischichten ist durch das erforderliche Verhalten unter horizontalen Kräften H determiniert. Bei einer Schubverzerrung der Gummischichten von 100% muss die Sekantensteifigkeit k den am linearen Einmassenschwinger für das Bemessungsbeben ermittelten Größen (Kraft H = H_{max} und Verschiebung x = x_{max}) entsprechen.

Für eine nichtlineare dynamische Berechnung sind zusätzlich die Steifigkeiten k₁ und k₂ so anzunehmen, dass das resultierende äquivalente viskose Dämpfungsmaß ζ gemäss [3] dem tatsächlichen Lagerverhalten möglichst gut entspricht:

$$\zeta = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\text{Dissipierte Energie eines Zyklus}}{\text{Potentielle Energie bei maximaler Verschiebung}}$$

Die dissipierte Energie eines Zyklus entspricht dem Flächeninhalt der Hysteresekurve.

BEMESSUNGSBEDINGUNGEN

Bemessung und Nachweisen wurden grundsätzlich die Normen SIA 160 (Einwirkungen auf Tragwerke) und SIA 162 (Betonbauten) zugrundegelegt. In Anbetracht von Bedeutung und Risiken des Bauwerks sollte dieses den Anforderungen der Bauwerksklasse III nach SIA 160 genügen und sich unter dem standortspezifischen Bemessungsbeben im wesentlichen noch elastisch verhalten.

Im weiteren wurden die folgenden Annahmen getroffen (K und C_d gemäss SIA 160, λ_o gemäss [4]):

Verformungsbeiwert K = 1: Elastisches Verhalten

Bemessungsbeiwert C_d = 1/(λ_oγ_R) = 1: Der Überfestigkeitsfaktor λ_o ≈ 1,25 und der Widerstandsfaktor γ_R = 1,2 werden entweder direkt berücksichtigt (sofern auf unsicherer Seite) oder vernachlässigt (sofern auf sicherer Seite).

Für die Dämpfung wurden bei den dynamischen Handberechnungen des generellen Projekts die folgenden Werte angenommen (ζ = äquivalentes viskoses Dämpfungsmass):

- $\zeta = 5\%$ für die Berechnung des Istzustandes (liegt mit für das Objekt geschätzten ~ 2 % und praktisch keinen dissipativen nichttragenden Elementen eher auf der unsicheren Seite)
- $\zeta = 5\%$ für die Berechnung des Neuzustandes (liegt mit $\zeta \geq 8\%$ für die Erdbebenlager und $\zeta = 2\%$ für die übrige Struktur eher auf der sicheren Seite)

Für weitere Grundlagen und das allgemeine Vorgehen wurden Angaben in [4] benutzt.

GENERELLES PROJEKT MIT DYNAMISCHEN HANDBERECHNUNGEN

Im Rahmen des generellen Projekts mit dynamischen Handberechnungen konnte der Tank mit genügender Genauigkeit als linearer Einmassenschwinger modelliert werden. Es war der Zustand des vollen Tanks mit 1000 Tonnen Flüssiggas massgebend. Dessen horizontale Grundfrequenz konnte durch eine einfache Umrechnung der Resultate der Ambient Vibration Versuche auf 2,2 Hz geschätzt werden. In Realisierung der Grundidee für die Erdbeben-sanierung wurde angestrebt, diese Frequenz auf rund 0,5 Hz zu senken (Bild 3). Die zur Fre-quenzverschiebung erforderlichen Erdbebenlager wurden am oberen Ende der Stützen und somit unmittelbar unter der bestehenden Stahlbetonplatte vorgesehen (Bild 2). Eine erste Bemessung aufgrund von Richtwerten ergab vorerst einen Lagerdurchmesser von 450 mm und eine Lagerhöhe (ohne externe Stahlplatten) von rund 200 mm, die später auf 300 mm bzw. 165 mm gesenkt werden konnten.

Um die im bestehenden Zustand krass überbeanspruchten Betonstützen und Pfähle angemes-sen zu entlasten, genügte die Reduktion der am Stützenkopf angreifenden Erdbebenkräfte jedoch nicht. Es wurde vorgeschlagen, unterhalb der Lager eine mit den Stützen biegestein zu verbindende neue Stahlbetonplatte einzubauen mit den folgenden Zielen:

- Verkleinerung des Hebelarms der horizontalen Lagerkräfte und Verteilung der Beanspru-chungen durch Rahmenwirkung
- Schaffung einer praktisch starren horizontalen Verbindung zwischen den 26 Stützen, so-dass diese unter Erdbeben keine relativen horizontalen Verschiebungen erfahren können (nur synchrone Verschiebungen)
- Übertragung der vertikalen Kräfte aus den provisorischen Abstützungen mit hydrauli-schen Pressen im Bauzustand auf die Pfähle und den Baugrund (siehe Abschnitt Bauvor-gang)

Die Höhenlage der neuen Stahlbetonplatte wurde vorerst rund 1 m unterhalb der Erdbebenla-ger angenommen. Eine Optimierung im Rahmen der dynamischen Berechnungen für das Ausführungsprojekt erlaubte dann eine tiefere Lage (Bild 2), was auch Vorteile für die Bau-ausführung und die spätere Zugänglichkeit der Erdbebenlager mit sich brachte.

Weitere Handberechnungen betrafen die folgenden Punkte:

- Biege- und Schubbeanspruchung der Stützen
- Vertikalkraft auf Randstützen aus Kippmoment
- Vertikalkraft auf Stützen durch vertikale Erdbebenregung
- Durchstanzen Stützen - bestehende Betonplatte
- Vertikalkraft auf Randpfähle aus Rahmenwirkung der neuen Stahlbetonplatte
- Biege- und Schubverbindung Stützen - neue Stahlbetonplatte.

Wie sich später im Ausführungsprojekt zeigte, konnten mit den Handberechnungen des generellen Projekts alle massgebenden Beanspruchungen auf 10 bis 20 % genau abgeschätzt werden.

LINEARE UND NICHTLINEARE DYNAMISCHE BERECHNUNGEN

Die dynamischen Berechnungen für das Ausführungsprojekt an ebenen Finite Element Modellen des Gesamtsystems wurden mit dem Programm ABAQUS durchgeführt. Dabei wurden wichtige Parameter wie Füllgrad des Tanks, Lagersteifigkeiten und Lagerstoffgesetze, Dämpfung, Höhenlage der neuen Betonplatte, Berechnungsverfahren usw. systematisch variiert und soweit nötig optimiert. Bei allen Berechnungen wurde eine starre Flüssigkeit vorausgesetzt und somit das Hin- und Herschwappen derselben vernachlässigt.

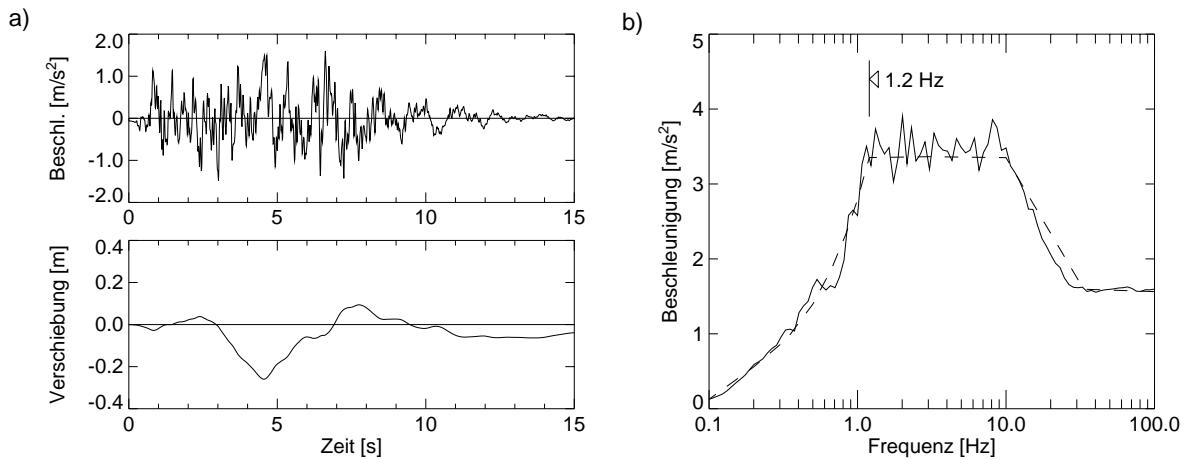


Bild 5 - Zeitverläufe der Bodenbewegung (a) des künstlichen Erdbebens und Antwortspektren der Beschleunigung für $\zeta = 5\%$ (b)

Vorerst wurde das FE-Modell für den bestehenden Zustand mit den Ergebnissen der Ambient Vibration Versuche für fast leeren Tank kalibriert. Dabei wurde der Einspannhorizont (feste Einspannung) der Pfähle im ziemlich weichen Baugrund so festgelegt, dass die Grundfrequenzen von Modell und Messung übereinstimmten. Dann wurde für den bestehenden Zustand mit vollem Tank eine lineare dynamische Berechnung mit dem Antwortspektrenverfahren und $\zeta = 2\%$ durchgeführt. Die mit den Handberechnungen festgestellte enorme Überbeanspruchung wurde bestätigt. Eine lineare dynamische Berechnung mit dem Antwortspektrenverfahren für den Neuzustand mit den Erdbebenlagern und der neuen Betonplatte ($\zeta = 8\%$ für die 1. Eigenform und $\zeta = 2\%$ für die höheren Eigenformen) zeigte die gewünschte beträchtliche Reduktion der Beanspruchungen. Die Modellierung der Lager erfolgte mit linearen, horizontalen und vertikalen Federelementen entsprechend der Sekantensteifigkeit. Weitere Berechnungen mit dem Antwortspektrenverfahren führten dann zu der auch bezüglich Bauausführung optimalen Höhenlage der Betonplatte.

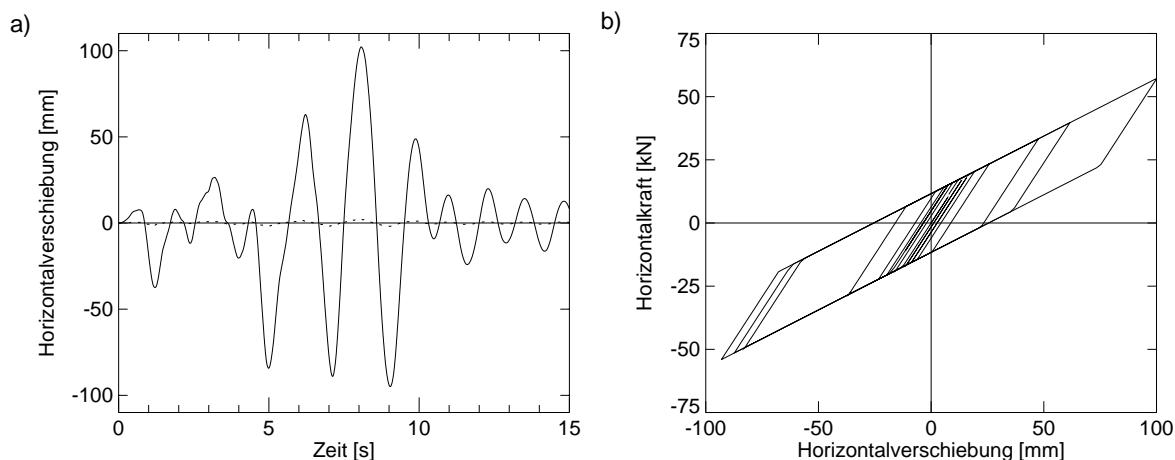


Bild 6 - Zeitverlauf der horizontalen Relativverschiebungen oberhalb (ausgezogene Linie) und unterhalb (gestrichelte Linie) der Lager (a) und Kraft-Verschiebungs-Hysteresekurve eines Lagers (b)

Schliesslich wurde für das optimierte System eine nichtlineare Berechnung mit Integration der Bewegungsdifferentialgleichungen im Zeitbereich durchgeführt. Für die Modellierung der Lager wurde in horizontaler Richtung ein elastoplastisches Federelement mit kinematischer Verfestigung verwendet. Damit konnte ein Verhalten gemäss dem bilinearen Hysteresege setz von Bild 4b erreicht werden. In vertikaler Richtung wurden die Lager durch lineare Federelemente modelliert. Die Dämpfung erfolgte direkt durch das Hystereseverhalten der Lagerelemente, ohne dass ein äquivalentes viskoses Dämpfungsmass angenommen werden musste. Für die Anregung wurde ein künstlich generiertes Erdbeben verwendet, dessen Beschleunigungs-Antwortspektrum kompatibel zum standortspezifischen Bemessungsspektrum mit einer unteren Eckfrequenz von 1,2 Hz ist. Bild 5 zeigt die Zeitverläufe der Bodenbewegung (Beschleunigung und Verschiebung) und die Antwortspektren. Bild 6a zeigt den Zeitverlauf der horizontalen Relativverschiebungen oberhalb und unterhalb der Lager. In Bild 6b ist eine typische Kraft-Verschiebungs-Hysteresekurve eines Lagers dargestellt. Der Maximalwert der horizontalen Lagerverschiebung von 100 mm in Bild 6b gegenüber 116 mm nach dem Antwortspektrenverfahren bestätigt, dass die vereinfachenden Annahmen der linearen Berechnungen bezüglich Steifigkeit und Dämpfung auf der sicheren Seite lagen. Auch bezüglich Beanspruchung bekräftigte die nichtlineare dynamische Berechnung das günstige Verhalten des sanierten Tanks vollumfänglich.

ABNAHMEVERSUCHE MIT DEN ERDBEBENLAGERN

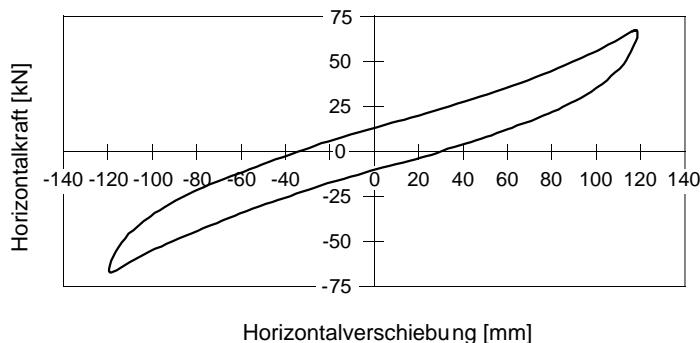


Bild 7 - Hysteresekurve von dynamischen Abnahmever suchen mit den Erdbebenlagern

mit dreimaligem Aufbringen der Bemessungs-Normalkraft geprüft. Anschliessend wurden an einem Paar von zufällig ausgewählten Lagern Zwillingsversuche wie folgt durchgeführt:

- Statisch-zyklische Schubversuche bei maximaler ständiger Normalkraft
- Dynamisch-zyklische Schubversuche mit 0,5 Hz bei drei verschiedenen Normalkraft-Stufen
- Statische Schubversuche bei maximaler Bemessungs-Normalkraft bis zum Bruch

Bild 7 zeigt als Beispiel die Hysteresekurve aus den dynamisch-zyklischen Schubversuchen bei um 15 % erhöhter maximaler ständiger Normalkraft nach 3 Zyklen mit einer maximalen Verschiebung von ± 120 mm, was einer Schubverzerrung der Gummischichten von 115 % entspricht. Die äquivalente viskose Dämpfung - entsprechend dem Flächeninhalt der Hysteresekurve - beträgt 11,3 %. Der Vergleich mit dem in der nichtlinearen dynamischen Berechnung angenommenen Hysteresegesetz von Bild 6b ergibt eine sehr gute Übereinstimmung. Bei den Bruchversuchen wurden je 3 Zyklen mit ± 150 , ± 180 und ± 210 mm Verschiebung gefahren. Das Versagen stellte sich erst bei einer Verschiebung von 240 mm ein, was mehr als das Doppelte der maximalen Verschiebung unter dem Bemessungsbeben (102 mm) ist und einer Schubverzerrung der Gummischichten von 230 % (!) entspricht. Bild 8 zeigt die enorme Verformungsfähigkeit solcher Erdbebenlager.

Um die Eigenschaften der Erdbebenlager zu überprüfen, wurden durch die Herstellerfirma extern überwachte Abnahmever suchen durchgeführt. Damit auch eine Prüfung über die Bemessungsgrößen hinaus und bis zum Bruch möglich war, wurden 2 zusätzliche und somit insgesamt 28 Lager hergestellt. Vorerst wurden sämtliche Lager in axialer Richtung



Bild 8 - Verformung von zwei Erdbebenlagern beim statischen Bruchversuch

BAUVORGANG

Bei der Ausführung der Erdbebensanierung wurden vorerst der Kiessandkoffer und die neue Stahlbetonplatte samt deren Verbindung zu den bestehenden Stahlbetonstützen erstellt. Nach dem Erhärten der Platte wurden jeweils 4 im Grundriss verteilte Betonstützen gleichzeitig wie folgt behandelt:

- Einbau von 2 Stahlprofilstützen mit hydraulischen Pressen neben der Betonstütze, mit Steigerung des Pressendruckes bis zur Entlastung der Betonstütze (Extensometermessung)
- Herausschneiden eines 24 cm hohen Stückes am Kopf der Betonstütze

- Versetzen der Erdbebenlager und Belasten derselben mittels Flachpressen bis zu der bei der Entlastung gemessenen Stützenkraft

- Ausbau der Stahlprofilstützen, Bewehren und Betonieren der Stützenköpfe

Bild 9 zeigt einige Stützen mit den eingebauten Erdbebenlagern.



Bild 9 - Ansicht von Stützen mit Erdbebenlagern (oben) und neuer Stahlbetonplatte (unten) nach der Erdbebensanierung

TREPPIEN- UND LEITUNGSTURM

Die schwimmende Lagerung des Grosstanks führt im Falle eines Erdbebens zu nur noch kleinen einwirkenden Kräften aber zu grossen Verschiebungen relativ zur Umgebung. Deshalb wurden auch der Treppen- und Leitungsturm und die Leitungen (vgl. Bild 1) inklusive Befestigungen rechnerisch und konstruktiv überprüft und so gestaltet, dass ein allseitiger Spielraum von mindestens 200 mm und somit ein weitgehend freies Schwingen aller Teile ohne Beeinträchtigung von Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit möglich ist.

FOLGERUNGEN

Bei der Erdbebensanierung bestehender Bauwerke ist stets sorgfältig zu prüfen, welche von oft mehreren möglichen Strategien zweckmässig ist. Entsprechend der dynamischen Antwort der Bauwerke ist ein "dynamisches Denken" des Bauingenieurs erforderlich. Das meist gewohnte und viel geübte "statische Denken" führt oft zu Fehlleistungen. Je nach den Gegebenheiten bringt eine gezielte Schwächung anstelle einer Verstärkung grosse Vorteile. Die Schwächung kann durch den Einbau von speziellen Erdbebenlagern erfolgen, der eine Frequenzverschiebung des Bauwerks in den niedrigspektralen Bereich des Beschleunigungs-Antwortspektrums der Erdbebeneinwirkung und damit eine drastische Reduktion der Erdbebenkräfte bewirkt.

LITERATUR

- [1] Koller M.G.: "Strategien zur Erdbebensicherung bestehender Bauwerke unter Berücksichtigung des Standorteinflusses". In "Erdbebensicherung bestehender Bauwerke und aktuelle Fragen der Baudynamik", Referate der D-A-CH-Tagung 25./26. September 1997. SGEB/SIA Dokumentation D 0145, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA), Zürich
- [2] Wenk T., Lacave C., Peter K.: "Adana-Ceyhan, Turquie, séisme de 27 juin 1998". Ingénieurs et architectes suisses, Bulletin No. 21, 7 octobre 1998. Auch erschienen als Sonderdruck Nr. 0021, Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich, November 1998
- [3] Bachmann H. et al.: "Vibration Problems in Structures - Practical Guidelines". 2nd edition, Birkhäuser Verlag Basel Boston Berlin, 1997
- [4] Bachmann H.: "Erdbebensicherung von Bauwerken". Birkhäuser Verlag Basel Boston Berlin, 1995

BETEILIGTE

Bauherr: LONZA AG Basel und Visp (R. Madöry und P. Gass)

Experte und generelles Projekt: Prof. Dr. H. Bachmann, ETH Zürich

Lineare und nichtlineare dynamische Berechnungen: T. Wenk, ETH Zürich

Ambient Vibration Versuche: EMPA Dübendorf (Dr. R. Cantieni)

Abklärung und Messungen Einfluss des Baugrundes: Basler & Hofmann, Zürich (P. Zwicky) und Schweizerischer Erdbebendienst.

Herstellung und Lieferung Erdbebenlager: ALGA SPA Milano (Dr. A. Marioni)

Überwachung Abnahmevereuche Erdbebenlager: ISMES Bergamo (G. Bonacina)

Ausführungsplanung und Bauüberwachung: Ingenieurbüro KBM Sitten (P. Missbauer)

Baumeisterarbeiten Bodenplatte: Regotz + Furrer AG Visp

Hebearbeiten: Geniteam SA Aclens (M. Corpataux)

Einbau der Erdbebenlager und spezielle Baumeisterarbeiten: U. Imboden AG Visp

BRANDVERHALTEN VON HOLZ-BETON-VERBUNDDECKEN

M. Fontana¹, A. Frangi²

ZUSAMMENFASSUNG

Der Artikel stellt die Resultate von Brandversuchen des IBK an der EMPA mit drei unterschiedlichen Holz-Beton-Verbunddecken dar. Die Ergebnisse werden mit zwei bekannten vereinfachten Berechnungsverfahren und einem neuen eigenen Modell verglichen. Das eigene Berechnungsmodell berücksichtigt den Verbindungseinfluss und die thermischen Verformungen.

SCHLUESSELWOERTER

Holz-Beton-Verbunddecken, Deckenbrandversuche, Feuerwiderstand, Abbrand, thermische Eigenspannungen, Temperaturfelder, nachgiebiger Verbund

EINLEITUNG

In den letzten Jahren wurde das Thema Holz-Beton-Verbundbau vermehrt aufgegriffen und, um einen sicheren und steifen Verbund zwischen Beton und Holz zu gewährleisten, wurden verschiedene neue Verbindungsmittel entwickelt. Der grösste Anreiz für die Forschung auf diesem Gebiet war die Suche nach einer effizienten und wirtschaftlichen Sanierungs- und Verstärkungsmethode für bestehende Holzbalkendecken, welche den wachsenden Anforderungen bezüglich Gebrauchstauglichkeit (Durchbiegungen und Schwingungen) nicht mehr gerecht werden. Der Holz-Beton-Verbundbau weist im Vergleich mit dem reinen Holzbalkendeckenbau neben einer erhöhten Tragfähigkeit und Steifigkeit auch verbesserte Eigenschaften bezüglich Schall- und Brandschutz auf, so dass diese Technik vor allem in der Schweiz, in Italien und in den skandinavischen Ländern nicht nur für Sanierungen bzw. Renovationen sondern vermehrt auch bei Neubauten zum Einsatz kam.

In vielen Ländern darunter auch in der Schweiz ist die Anwendung von Holz-Beton-Verbundbauteilen für mehrgeschossige Bauten durch Brandschutzvorschriften eingeschränkt. Aus diesem Grund wurde im Oktober 1996 an der ETH Zürich in Zusammenarbeit mit der Industrie (Hilti und SFS) und weiteren Partnern (KTI, Lignum, VKF) eine Forschung zum Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken (HBVd) gestartet. Ziele der Forschung sind die Erarbeitung von experimentell abgesicherten Tragmodellen zum Feuerwiderstand von HBVd und die Formulierung von konstruktiven Hinweisen zur Verbesserung des Brandverhaltens von HBVd.

ENTWURF UND BEMESSUNG VON HOLZ-BETON-VERBUNDDECKEN

Holz-Beton-Verbunddecken bestehen aus Holzelementen, welche mit einer darüberliegenden Betonplatte schubfest verbunden werden. Zwei unterschiedliche Konstruktionsweisen werden im Rahmen der vorliegenden Forschungsarbeit auf Brandeinwirkung untersucht: die Balkenbauweise (Balken aus Vollholz oder BSH) und die Brettstapelbauweise, bei der die eigentlichen Holzträger aus stehend angeordneten, vernagelten oder verdübelten meistens rohen Seitenbrettern bestehen (vgl. Abb. 1).

Weil das Holz ein sprödes Material ist (kein Fliessplateau wie beim Stahl), können nur elastische Bemessungsverfahren angewandt werden. Im allgemeinen werden die Holzele-

¹ Professor, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Schweiz

² Assistent, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Schweiz

mente auf Zug mit Biegung beansprucht, die Betonplatte auf Druck mit Biegung, während die Verbindungsmitte die Schubkräfte zwischen Beton und Holz übertragen. Das Versagen von HBVd ist in der Regel auf die Überschreitung der Biegezugfestigkeit des Holzes zurückzuführen. Das Tragverhalten ist grundsätzlich durch das Zusammenwirken der Teilquerschnitte gekennzeichnet und bewegt sich zwischen zwei Grenzfällen: dem Fall vom starren Verbund (in der Verbundfuge tritt keine relative Verschiebung auf) und demjenigen ohne Verbund, bei dem sich die Teilquerschnitte unabhängig voneinander verhalten.

Die meisten Dimensionierungsverfahren von Holz-Beton-Verbunddecken beruhen auf der elastischen Theorie vom nachgiebigen Verbund. Die Formulierung der Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen zwischen Beton und Holz führt aber zu Differentialgleichungen, die für den allgemeinen Fall keine geschlossene Lösung aufweisen. Hingegen wurden in den letzten Jahren verschiedene Lösungsmethoden für die häufigsten Fälle vorgeschlagen, so z.B. das im Eurocode 5 vorgestellte Berechnungsverfahren, gültig für Einfeldträger mit Belastungen, die einen sinusförmigen bzw. parabolischen Momentverlauf verursachen [1], [3].

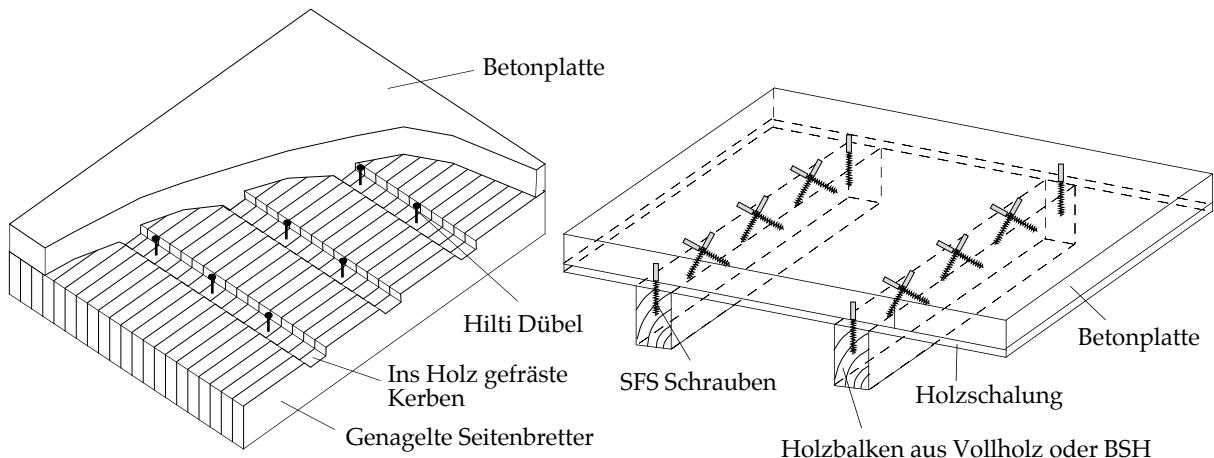


Abb. 1 - Prinzipieller Aufbau einer Holz-Beton-Verbunddecke mit Brettstapelementen und Hilti-Dübeln (links) bzw. mit Holzbalken und SFS Verbundschrauben

Von der Vielfalt der Verbindungsmitte für den Verbund zwischen Beton und Holz im Rahmen der vorliegenden Forschungsarbeit wurden zwei Varianten auf Brandeinwirkung untersucht. Das von der Firma Hilti AG in Schaan (FL) in Zusammenarbeit mit der Eidgenössischen Technischen Hochschule von Lausanne entwickelte Verbindungsmitte ist eine mindestens 80 mm ins Holz eingeleimte Gewindestange M 12 der Festigkeitsklasse 8.8, die nach der Betonerhärtung zusätzlich noch vorgespannt wird. Die Verleimung erfolgt mit einem auf einem Methacrylat-Harz und einer hydraulischen Zementreaktion basierenden von der Firma Hilti hergestellten speziellen Injektionsmörtel (HIT-WTR). Die Hilti Dübel übernimmt die Zugkräfte während die Schubübertragung in der Fuge hauptsächlich durch ins Holz 2 cm hohe, 15 cm lange gefräste Kerben erfolgt [11].

Das von der Firma SFS AG in Heerbrugg entwickelte Verbundelement VB-48-7.5x100 ist eine selbstschneidende Schraube der Festigkeitsklasse 8.8 mit Kragen als Tiefenbegrenzung, die direkt ohne Vorbohrung durch die Schalung und das Holz geschraubt wird. Der Verbinder setzt sich aus zwei Teilen zusammen: einem 6.1 mm dicken und 50 mm langen oberen Teil mit einem Ankerkopf und einem 100 mm langen unteren Teil mit einem speziell tief ausgerollten Gewinde mit Aussendurchmesser von 7.3 mm und einem Kerndurchmesser von 4.3 mm. Um die Verbundsteifigkeit des Systems zu erhöhen, werden die Verbinder, die wegen ihrer Schlankheit biegeweich sind, kreuzweise und schräg (45°) ins Holz versetzt, so dass diese als Diagonalen „eines fiktiven Fachwerkmodells mit der Betonplatte und den Holzbalken quasi als Gurte“ auf Zug bzw. Druck beansprucht werden [12].

BRANDVERHALTEN VON HOLZ-BETON-VERBUNDBAUTEILEN

Das Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken ist im wesentlichen auf das thermische Verhalten der Holzteile und der Verbindungsmitte zurückzuführen. Das Holz ist ein brennbares Material. Wird dem Holz genügende Wärme zugeführt, führt ein thermischer Prozess (Pyrolysis) zur Zersetzung des Holzes unter Bildung von Holzkohle und brennbaren

Gasen [9]. Die Kohleschicht bildet aber wegen der im Vergleich zum Holz deutlich tieferen Wärmeleitfähigkeit einen sehr guten Isolator und schützt dementsprechend das innere Holz vor der Wärmeeinwirkung. Die für die Bemessung von Holzbauteilen als konstant angenommene Abbrandgeschwindigkeit von Holz wird im allgemeinen vor allem von seinen Baustoffeigenschaften (Holzart, Rohdichte, Holzfeuchtigkeit, spezifischer Wärmekapazität und Wärmeleitfähigkeit) und von den geometrischen Abmessungen (Verhältnis zwischen dem Feuer ausgesetzter Oberfläche und Volumen) geprägt [10]. Die Belüftungsbedingungen, die Art der Temperaturbeanspruchung bzw. der Beflammlung und eventuelle zusätzliche Einwirkungen während des Brandes (z.B. infolge Verformungen) sind andere wichtige Einflussparameter. Als Temperatur-Zeitgesetz der Umgebung wird in der Regel bei der Durchführung von Brandversuchen die Normbrandkurve ISO-834 angenommen.

Die Brandeinwirkung bedingt einerseits einen Querschnittsverlust (Bildung von Holzkohle), anderseits eine temperaturabhängige Abnahme der Festigkeit und Steifigkeit des unter der Kohleschicht vorhandenen Holzes und der Verbindungsmittel [5],[6]. Die Temperatur, bis zu der eine Betrachtung der Holzfestigkeit und Steifigkeit sinnvoll ist, liegt bei ca. 200°C. Die Zersetzungszone liegt bei Temperaturen zwischen 200°C und 300°C, die Verkohlungszone bei mehr als 300°C. Wegen der während des Brandes sich bildenden isolierenden Kohleschicht ist die Temperaturverteilung im Holzquerschnitt durch einen grossen Temperaturgradienten gekennzeichnet [7]. Dieser Temperaturgradient führt zu thermischen Dehnungen bzw. thermischen Eigenspannungen, die je nach Lagerungsbedingungen, geometrischen Querschnittsabmessungen und Verlauf der Brandtemperatur das Brandverhalten günstig oder ungünstig beeinflussen können.

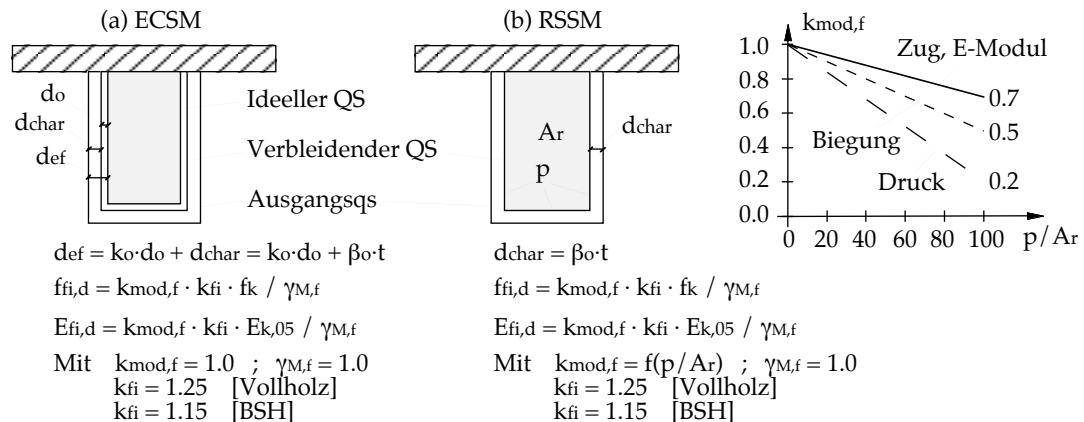


Abb. 2 - Vereinfachte Bemessungsmethoden für Holzbauteile im Brandfall: die Effective Cross Section Method ECSM (a) und die Reduced Strength and Stiffness Method RSSM (b)

Die vereinfachten Bemessungsmethoden für den Holzbau im Brandfall wie z.B. die Effective Cross Section Method (ECSM) und die Reduced Strength and Stiffness Method (RSSM), die im Eurocode 5, Teil 1.2 vorgestellt werden, beruhen auf angenommenen konstanten Abbrandgeschwindigkeiten β_o [4]. Die Bemessungsmethode mit ideellem Restquerschnitt (ECSM) berücksichtigt die temperaturabhängige Abnahme der Festigkeit und Steifigkeit des unter der Kohleschicht verbleibenden Restquerschnittes, indem die Abbrandtiefe d_{char} um die ideelle Abbrandtiefe mit dem Grundwert d_o von 7 mm erhöht wird. Die Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften des idealen Querschnittes entsprechen denjenigen des Ausgangsquerschnittes bei Raumtemperatur. Der Modifikationsfaktor $k_{mod,f}$ wird gleich 1.0 gesetzt. Der Koeffizient k_o wächst in den ersten 20 Minuten linear von 0 auf 1. Bei der Bemessungsmethode mit reduzierter Festigkeit und Steifigkeit (RSSM) werden die Holzeigenschaften (Biege-, Druck-, Zugfestigkeit und E-Modul) in Abhängigkeit des Verhältnisses zwischen dem Feuer ausgesetzten Umfang des verbleibenden Restquerschnittes und der Fläche des verbleibenden Restquerschnittes entsprechend reduziert. Die Abhängigkeit des Modifikationsfaktors $k_{mod,f}$ vom Verhältnis p/A_r des verbleibenden Restquerschnittes folgt aus der Integration über den Temperaturverlauf im Querschnitt, wobei die in Versuchen von Glos und Henrici [6] erhaltenen temperaturabhängigen Festigkeiten und Steifigkeiten benutzt wurden [8]. Zum Verhalten von Verbundfugen im Brandfall liegen keine Berechnungsmodelle vor.

BRANDVERSUCHE

Zur Verbesserung der Informationen über die Temperaturauswirkung auf die Verbindungsmitte bzw. den Verbund zwischen Beton und Holz wurden mehrere Auszug- bzw. Scherversuche unter Brandedeineinwirkung durchgeführt. Das globale Tragverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken wurde mit Deckenversuchen untersucht. Alle Brandversuche wurden an der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Forschungsanstalt in Dübendorf durchgeführt. Die Auszug- bzw. Scherversuche wurden auf dem 1.2 m langen und 1.0 m breiten Ofen, die Deckenversuche auf dem 5.0 m langen und 3.0 m breiten Ofen durchgeführt. Alle Versuchskörper wurden der Normbrandedeineinwirkung nach ISO-834 ausgesetzt. Die Resultate aller durchgeführten Auszug- bzw. Scherversuche unter Brandedeineinwirkung wurden in [2] publiziert. Die Resultate der Deckenversuche sind in den folgenden Abschnitten dargestellt.

BRANDVERSUCH VON EINER HOLZ-BETON-VERBUNDDECKE MIT BRETTSTAPELEMENTEN

Beim ersten Deckenbrandversuch bestand die geprüfte Holz-Beton-Verbunddecke aus 96 miteinander durch Buchendübel ($\phi=20$ mm, in Abstand von 330 mm) zusammengehaltenen 30 mm dicken und 5.35 m langen rohen Seitenbrettern (FK II nach SIA 164) mit unterschiedlichen Höhen von 100 und 120 mm und einer 80 mm (in den Fugen 100 mm) dicken, mit einer Netzbewehrung ($\phi=6$ mm, Maschenbreite 100 mm) armierten Betonplatte (vgl. Abb. 3). Es wurden keine Verbindungsmitte angeordnet (Schubübertragung nur infolge Reibung und Haftung). Die Holz-Beton-Verbunddecke wurde ca. im Drittelpunkt „linienförmig“ (4 Einzellasten) belastet (vgl. Abb. 3).

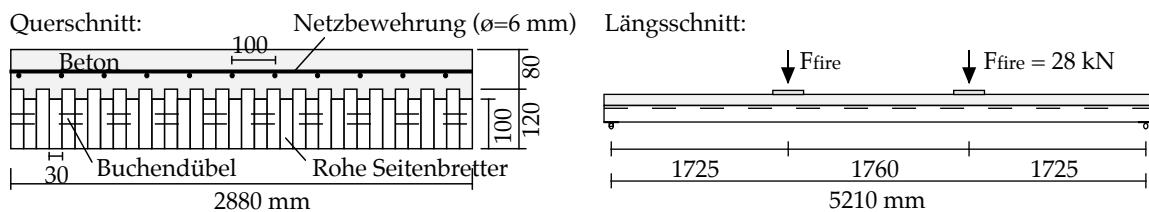


Abb. 3 - Längsschnitt und Querschnitt der Holz-Beton-Verbunddecke aus Brettstapelementen

Es wurden zwei Belastungsniveaus untersucht. Die Belastung F_{fire} von 28 kN für den Brandversuch wurde so gewählt, dass das maximale Biegemoment gleich gross wie dasjenige in der Mitte einer Decke von 6.5 m Spannweite mit 1.5 kN/m² Auflasten und gemäss Norm SIA 160 für den Brandfall auf 30% reduzierten Nutzlasten ($q_N = 0.3 \cdot 3.0$ kN/m²) ist. Die Gebrauchbelastung F_{service} von 46 kN wurde analog festgelegt wie F_{fire} aber mit 100% Nutzlasten.

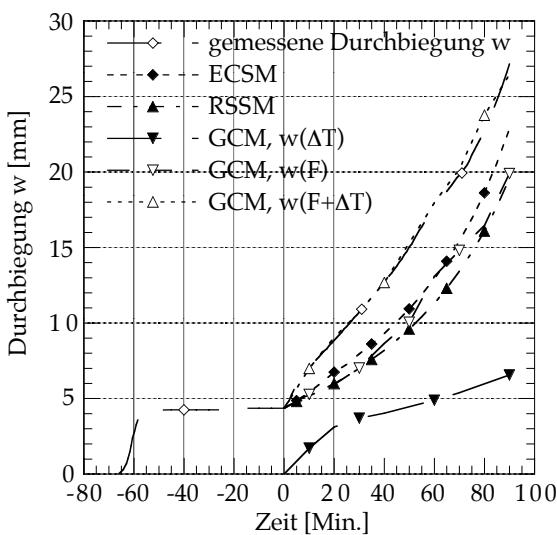


Abb. 4 - Während des Brandversuches gemessene Zunahme der Durchbiegung in der Deckenmitte

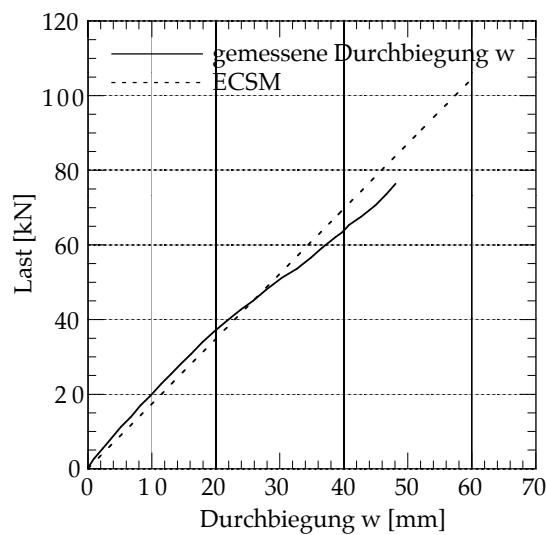


Abb. 5 - Nach dem Brandversuch gemessene Zunahme der Durchbiegung bis zum Deckenversagen

Die Durchbiegungen, die Verdrehungen der Betonplatte, die relative Verschiebung zwischen Beton und Holz und die Temperatur im Holzquerschnitt bzw. in der Betonplatte in verschiedenen Lagen und Tiefen wurden während des Brandversuches gemessen. Nach dem Brandversuch wurde die Abbrandrate aufgrund des Restquerschnittes bestimmt.

Nachdem ein Tag vor dem Brandversuch die Holz-Beton-Verbunddecke mehrmals mit F_{service} belastet worden war, wurde sie während 90 Minuten durch ISO-Normbrandeinwirkung beansprucht. Die Abbildung 4 zeigt die infolge Holzquerschnitts- und Steifigkeitsverlust während des Brandversuches (Brandbeginn als Zeit = 0 bezeichnet) gemessene Zunahme der Durchbiegung w in der Mitte der Decke. Nach dem Brandversuch konnte die Decke noch bis fast zu $F \approx 80 \text{ kN}$ ($F \approx 2.8 * F_{\text{fire}}$; $F \approx 1.7 * F_{\text{service}}$) belastet werden (vgl. Abb. 5). Während des Brandversuches verhielt sich die Verbundfuge der Holz-Beton-Verbunddecke immer starr, d.h. es wurde keine relative Verschiebung zwischen Beton und Holz beobachtet. Die mittlere Abbrandgeschwindigkeit betrug ca. 0.72 mm / Min.

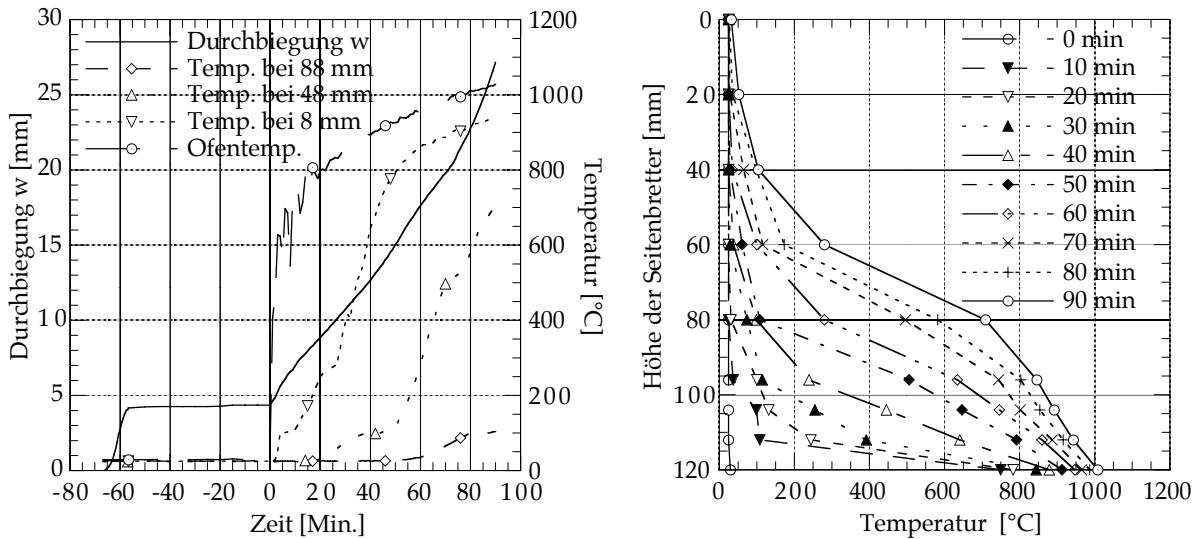


Abb. 6 - Gemessene Temperaturen im Holzquerschnitt bei unterschiedlichen Tiefen von der Feuerseite
Abb. 7 - Während des Brandversuches gemessene Holztemperaturprofile

Die Abbildung 6 zeigt die während des Brandversuches in der Mitte der Decke gemessenen Holztemperaturen bei drei unterschiedlichen Tiefen (8 mm, 48 mm und 88 mm von der dem Feuer ausgesetzten Oberfläche) während in der Abbildung 7 die gemessenen Holztemperaturprofile dargestellt werden. Nach 90 Min. ISO-Normbrandeinwirkung wies die Betonplatte praktisch noch Raumtemperatur auf und ca. ein Drittel des Holzquerschnittes hatte noch eine Temperatur kleiner als 100°C.

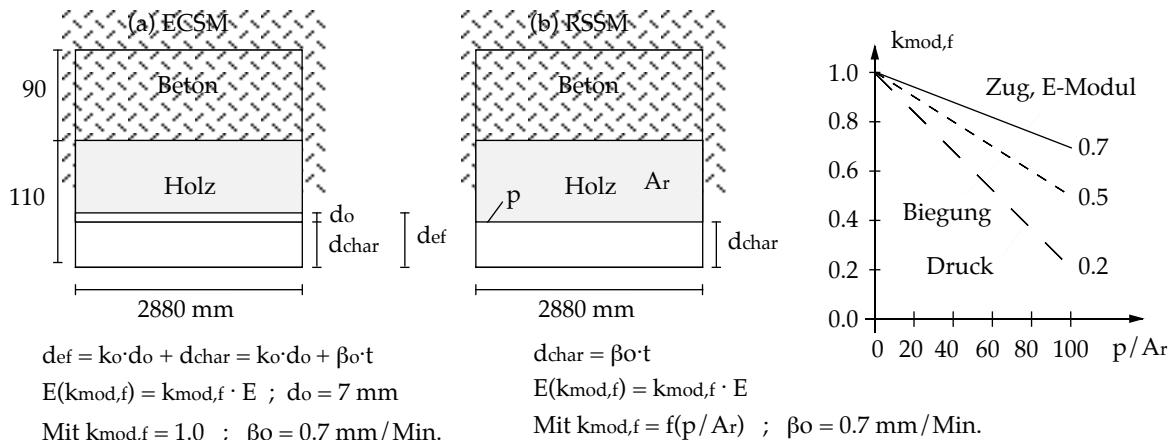


Abb. 8 - Vereinfachte Bemessungsmethoden für Holzbau im Brandfall: die ECSM (a) und die RSSM (b)

Die Zunahme der Durchbiegung w während des Brandversuches wurde unter Verwendung der zwei im Abschnitt 3 erwähnten Berechnungsmethoden „Effective Cross-Section Method“ (ECSM) und „Reduced Strength and Stiffness Method“ (RSSM) berechnet (vgl. Abb. 8). Eine mittlere Abbrandgeschwindigkeit β_0 von 0.7 mm / Min. wurde angenommen.

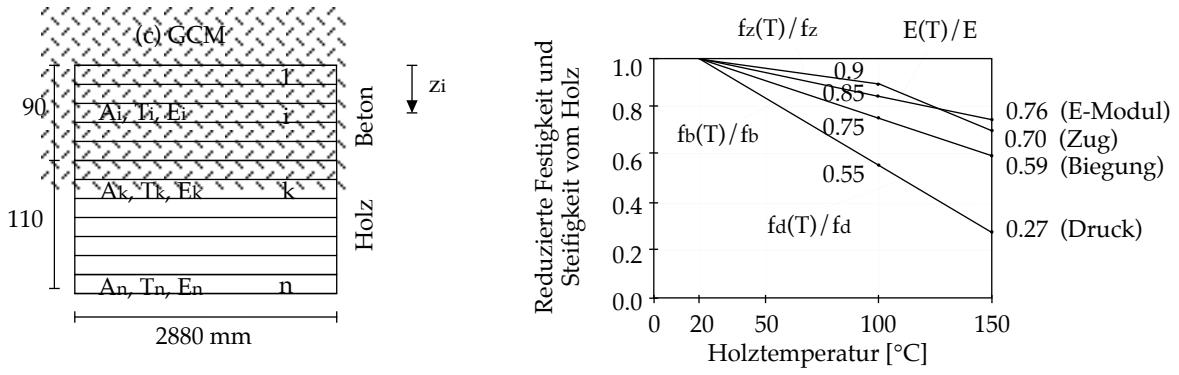


Abb. 9 - Vereinfachte Bemessungsmethoden für Holzbau im Brandfall: allgemeine Berechnungsmethode (GCM, General Calculation Method)

Der Einfluss von thermischen Dehnungen auf das Tragverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken wurde mit der nachfolgend beschriebenen allgemeinen Berechnungsmethode (GCM, General Calculation Method) berücksichtigt (vgl. Abb. 9). Der Querschnitt wird in einzelne in Längsrichtung frei dehbare Lamellen unterteilt. Jeder Lamelle werden die Materialeigenschaften (E-Modul) in Abhängigkeit ihrer Temperatur zugeordnet. Dazu wurden die in Versuchen von Glos und Henrici [6] erhaltenen temperaturabhängigen Festigkeiten und Steifigkeiten benutzt. Die angenommenen Materialeigenschaften bei Raumtemperatur der Holz-Beton-Verbunddecke wurden aufgrund des Kaltversuches vor dem Brandversuch überprüft.

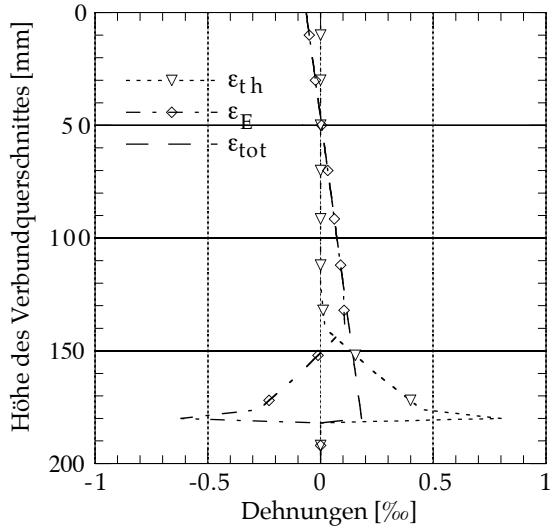


Abb. 10 - Freie thermische Dehnungen ϵ_{th} , spannungs erzeugende Dehnungen ϵ_E und resultierende Dehnungen ϵ_{tot} nach 30 Min. ISO-Normbrand

Die freien Temperaturdehnungen der einzelnen Lamellen $\epsilon_{th,i}$ lassen sich nach der Gleichung (1) aus dem gemessenen Temperaturfeld (vgl. Abb. 7) mit Hilfe der Wärmedehnzahl α_T berechnen (vgl. Abb. 10).

$$\epsilon_{th,i}(t) = \alpha_T \cdot T_i(t) \quad \text{Mit } \alpha_T: \text{Wärmedehnzahl} \quad (1)$$

Die Forderung des Ebenbleiben des Querschnittes (Annahme von Bernoulli-Navier) führt zu sogenannten spannungserzeugenden Dehnungen $\epsilon_{E,i}$, die die freien thermischen Dehnungen $\epsilon_{th,i}$ zu einem ebenen Querschnitt drücken bzw. ziehen (vgl. Abb. 10). Die Dehnungen $\epsilon_{E,i}$ erzeugen Spannungen, die als thermische Eigenspannungen $\sigma_{E,i}$ bezeichnet werden (vgl. Abb. 11)

$$\epsilon_{E,i}(t) = \epsilon_{tot,i}(t) - \epsilon_{th,i}(t) \quad \sigma_{E,i}(t) = E_i(T_i) \cdot \epsilon_{E,i}(t) \quad (2)$$

Für ein statisch bestimmtes System (einfachen Balken) ohne äußere Belastung, bei dem keine Dehnbehinderung bei den Auflagern wirkt, werden die resultierenden Dehnungen $\epsilon_{tot,i}$ aufgrund der Gleichgewichtsbedingungen (Summe der inneren Schnittkräfte gleich der Summe der äusseren Schnittkräfte) berechnet.

$$N_E(t) = \sum_{i=1}^n \sigma_{E,i}(t) \cdot A_i = \sum_{i=1}^n \{ \varepsilon_{tot,i}(t) - \varepsilon_{th,i}(t) \} \cdot E_i(T_i) \cdot A_i = 0 \quad (3)$$

$$M_E(t) = \sum_{i=1}^n \sigma_{E,i}(t) \cdot A_i \cdot z_i(t) = \sum_{i=1}^n \{ \varepsilon_{tot,i}(t) - \varepsilon_{th,i}(t) \} \cdot E_i(T_i) \cdot A_i \cdot z_i(t) = 0 \quad (4)$$

Die Abbildung 10 zeigt die mit der erwähnten Methode GCM berechneten freien thermischen Dehnungen ε_{th} , die spannungserzeugenden Dehnungen ε_E und die resultierenden Dehnungen ε_{tot} nach 30 Min. ISO-Normbrandeinwirkung. In der Abbildung 11 sind die daraus berechneten thermischen Eigenspannungen dargestellt. Im oberen und unteren Bereich des Querschnittes wirken Druckspannungen, im mittleren Bereich Zugspannungen. Die Größenordnung der thermischen Eigenspannungen ist in Bezug auf die Brandsicherheit nicht von Bedeutung.

Die Abbildung 4 zeigt auch den Vergleich zwischen der während des Brandversuches gemessenen und mit den drei Methoden ECSM, RSSM und GCM berechneten Durchbiegung w in der Mitte der Decke. In der Abbildung ist auch die Zunahme der Durchbiegung infolge thermischer Dehnungen mit der Kurve $GCM,w(\Delta T)$ dargestellt. Am Anfang des Brandversuches ist der Einfluss der thermischen Dehnungen auf die Zunahme der Durchbiegung am grössten. Unter Berücksichtigung dieses Einflusses stimmt die berechnete Durchbiegung $GCM,w(F+\Delta T)$ mit dem Versuchsresultat sehr gut überein. Die Abbildung 5 zeigt auch den Vergleich zwischen der nach dem Brandversuch bis zum Deckenversagen gemessenen und mit der Methode ECSM berechneten Durchbiegung w .

Brandversuche von zwei Holz-Beton-Verbunddecken mit Holzbalken

Zwei weitere Brandversuche wurden mit HBVd vom Typ Balkenbauweise durchgeführt. Die zwei Decken bestanden aus vier 180 mm breiten, 240 mm hohen und 5350 mm langen BSH-Balken (FK B nach SIA 164) in Abstand von 700 mm und einer 80 mm dicken, mit einer Netzbewehrung ($\phi=6$ mm, Maschenbreite 100 mm) armierten Betonplatte. Der Querschnitt der BSH-Balken bestand aus insgesamt sechs 40 mm dicken Lamellen. Bei einer Decke erfolgte die Schubübertragung durch 20 mm tiefe und 150 mm lange ins Holz gefräste Kerben und eingeleimte Hilti Dübel, bei der anderen durch kreuzweise und schräg (45°) ins Holz versetzte SFS Schrauben. Der Abstand zwischen den Verbindungsmittern beträgt bei der Hilti Decke 450 mm, bei der SFS Decke 120 mm. Die Holz-Beton-Verbunddecken wurden ca. im Drittelpunkt „linienförmig“ (4 Einzellasten) belastet (vgl. Abb. 12 und 13).

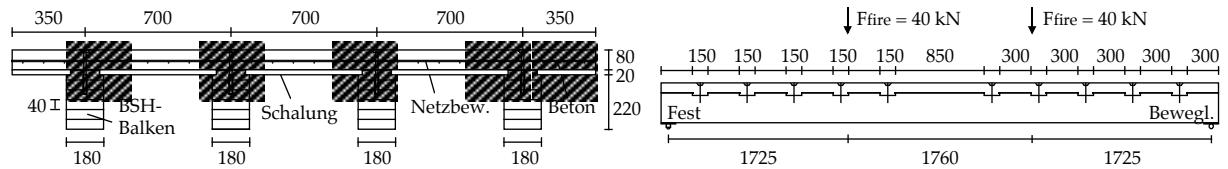


Abb. 12 – Querschnitt und Längsschnitt der Holz-Beton-Verbunddecke mit gefrästen Kerben und eingeleimten Dübeln

Beide Holz-Beton-Verbunddecken wurden für eine Wohnungsdecke von 7.0 m Spannweite mit 1.5 kN/m^2 Auflasten und 3.0 kN/m^2 Nutzlasten so bemessen, dass im Kaltzustand die langfristige Durchbiegung kleiner als 23.3 mm ($7000/300$) ist und im Brandfall ein Feuerwiderstand von 60 Minuten gewährleistet wird. Die Kaltbemessung erfolgte gemäss des im Eurocode 5 vorgestellten Berechnungsverfahren für nachgiebige Verbundträger. Die Bemessung im Brandfall gemäss des im vorherigen Abschnitt vorgestellten Berechnungsverfahren ECSM unter Berücksichtigung des Festigkeit- und Steifigkeitsverlustes der Verbindungsmitte bzw. der Verbundfuge. Entsprechend der Bemessung wurden zwei Belastungsniveaus untersucht. Die Belastung F_{fire} von 40 kN für den Brandversuch wurde so gewählt, dass das maximale Biegemoment gleich gross wie dasjenige in der Mitte der Decke von 7.0 m Spannweite mit 1.5 kN/m^2 Auflasten und gemäss Eurocode 1 für den Brandfall auf 50% reduzierten Nutzlasten ($q_N = 0.5 \cdot 3.0 \text{ kN/m}^2$) ist. Die Gebrauchbelastung $F_{service}$ von 55.2 kN wurde analog festgelegt wie F_{fire} aber mit 100% Nutzlasten.

Die vertikalen Durchbiegungen, die horizontalen Verformungen, die relativen Verschiebungen zwischen Beton und Holz und die Temperatur im Holzquerschnitt bzw. in der Betonplatte in verschiedenen Lagen und Tiefen wurden während des Brandversuches gemessen. Nach dem Brandversuch wurde die Abbrandrate aufgrund des Restquerschnittes bestimmt.

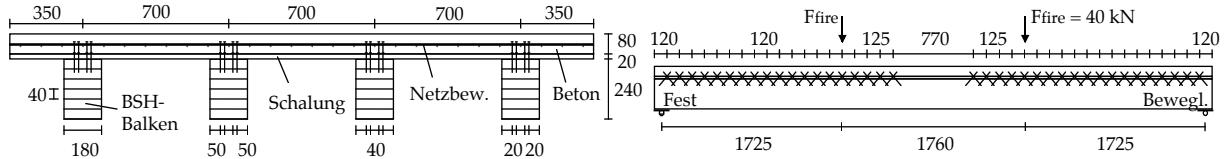


Abb. 13 - Querschnitt und Längsschnitt der Holz-Beton-Verbunddecke mit ins Holz versetzten SFS Schrauben

Nachdem ein Tag vor dem Brandversuch die Holz-Beton-Verbunddecken mehrmals mit $F_{service}$ belastet worden waren, wurden sie konstant durch die äussere Belastung F_{fire} und die ISO-Normbrandeinwirkung bis zum Deckenbruch beansprucht. Die Abbildung 14 zeigt die während des Brandversuches (Brandbeginn als Zeit = 0 bezeichnet) gemessene mittlere Durchbiegung w in der Mitte der Decke. Die Verformung beider Decken verläuft praktisch gleich und lässt sich in drei Phasen einteilen. Am Anfang des Brandversuches wächst die Durchbiegung infolge thermischer Krümmung der Holzbalken ziemlich stark an (Phase 1). Bei weiterer Erwärmung überwiegt dann der Einfluss des Querschnittsverlustes infolge Abbrand und der temperaturbedingten Reduktion der Holzsteifigkeit gegenüber der thermischen Krümmung (Phase 2). In der Phase 3 wächst die Durchbiegung infolge thermischer Krümmung der Betonplatte und der temperaturbedingten Reduktion der Verbundsteifigkeit bis zum Deckenbruch sehr stark an. In der Abbildung 15 sind die absoluten horizontalen Verformungen der Decken gegen die feste Versuchseinrichtung dargestellt. Bei dem festen Auflager wurde die Verdrehung der Decke gemessen (positive Werte), während sich bei dem beweglichen Auflager die Verdrehung der Decke zu der horizontalen Verschiebung addiert, wobei die horizontale Verschiebung gegenüber der Verdrehung überwiegt (negative Werte).

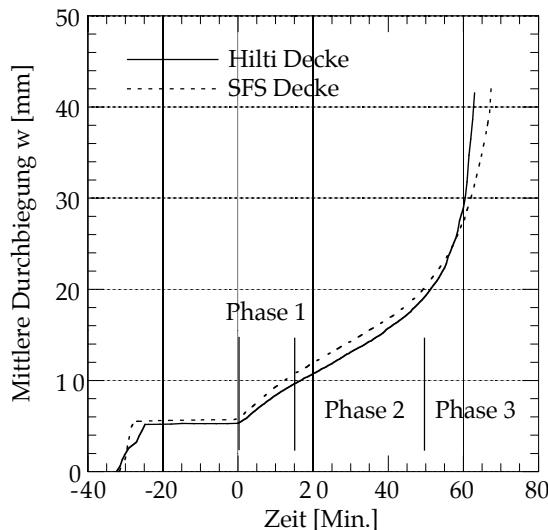


Abb. 14 - Während des Brandversuches gemessene Zunahme der Durchbiegung in der Deckenmitte

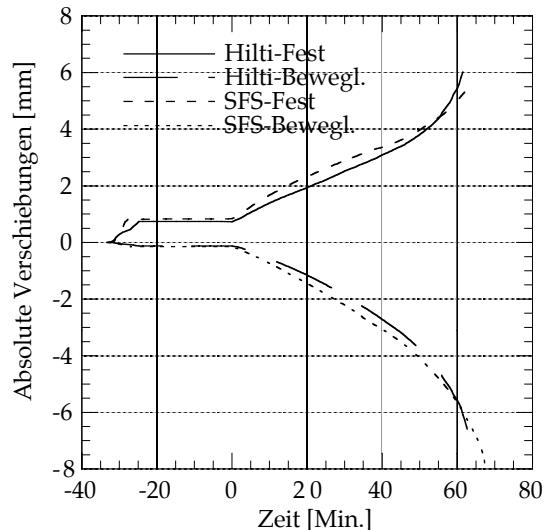


Abb. 15 - Während des Brandversuches gemessene absolute horizontale Verformungen bei den Auflagern

In den Abbildungen 16 und 17 sind die während des Brandversuches an allen Balkenenden gemessenen relativen Verschiebungen zwischen Beton und Holz (slip) dargestellt. Negative Werte bedeuten, dass in der Verbundfuge ein Schlupf auftritt. Die steife (quasi starre) Verbundfuge der Decke mit ins Holz gefrästen Kerben und Hilti Dübeln wies während des Brandversuches praktisch keinen Steifigkeitsverlust auf. Nur bei Balken Nr. 2 wurde insbesondere in den letzten 10 Minuten eine kleine Zunahme der relativen Verschiebung zwischen Beton und Holz gemessen (vgl. Abb. 16). Nach dem Brandversuch wurden alle Kerbenbereiche untersucht. Wegen der günstigen seitlichen Schutzwirkung der Holzschalung waren die 140 mm breiten Kerbenflanken weitgehend noch intakt, so dass die Schubübertragung gewährleistet blieb. Die Hilti Dübel, die primär die vertikale Abtrennung

der Bauteile Holz und Beton verhindern und für die Steifigkeit eine untergeordnete Rolle spielen, blieben in der Mitte der Holzbalken sowieso vor der Temperatureinwirkung weitgehend geschützt. Die gemessene mittlere Leimtemperatur am Ende des Brandversuches betrug nur 33 °C.

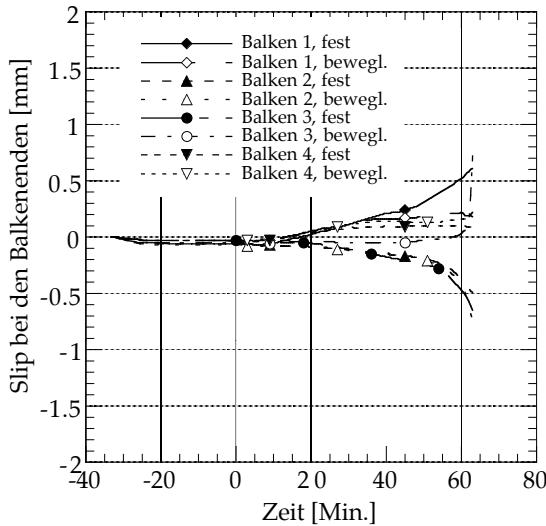


Abb. 16 - Gemessene relative Verformungen (slip) bei den Balkenenden der Hilti Decke. Beim Balken 3 trat beim beweglichen Lager ein Scherbruch in der Leimfuge auf.

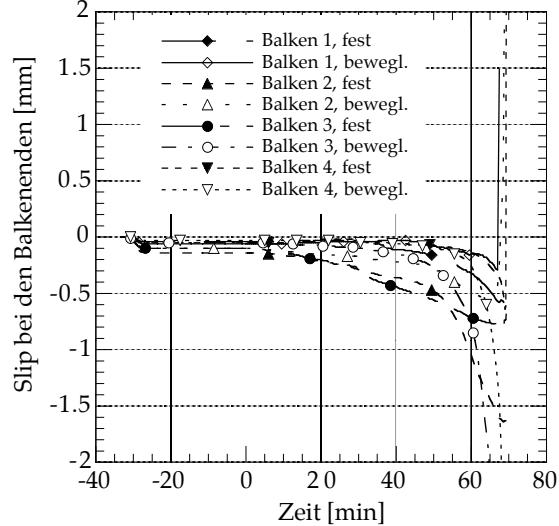


Abb. 17 - Gemessene relative Verformungen (slip) bei den Balkenenden der SFS Decke. Beim Balken 1, 2 beim beweglichen Lager und 4 beim festen Lager trat ein Scherbruch in der Leimfuge auf.

Während in den ersten 45 Minuten auch bei der nachgiebigen Verbundfuge der Decke mit SFS Schrauben kein signifikanter Steifigkeitsverlust beobachtet wurde, nahmen ab ca. dieser Brandzeit die gemessenen relativen Verschiebungen am Ende der Balken Nr. 2, 3 und 4 stark zu (vgl. Abb. 17). Der beobachtete Steifigkeitsverlust vom SFS Verbundsystem ist auf die temperaturbedingte Abnahme der Holzsteifigkeit in der Nähe der äusseren SFS Schrauben zurückzuführen, die nur 5 cm Holzüberdeckung aufwiesen. Nach Entfernen der Holzkohle zeigte sich, dass die äusseren SFS Schrauben beim Balken Nr. 3 auf der Seite des beweglichen Auflagers vollständig freigebrannt waren (vgl. Abb. 21). Das aus den Scherversuchen erwartete Brandverhalten der Verbundfugen wurde durch die Deckenversuche somit bestätigt.

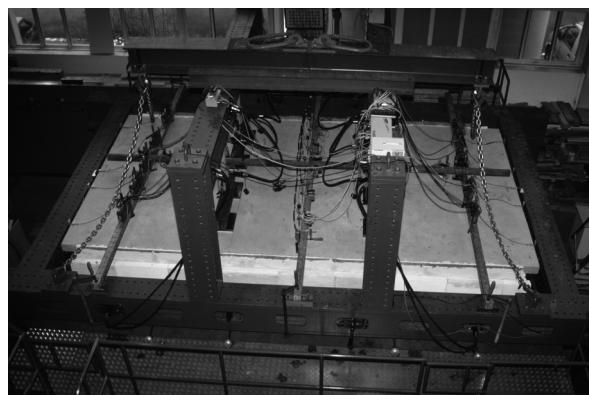


Abb. 18 - Versuchseinrichtung für die Brandversuche mit Holz-Beton-Verbunddecken



Abb. 19 - Holz-Beton-Verbunddecke mit ins Holz gefrästen Kerben und Hilti Dübeln nach 63 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung

Der Brandversuch mit der Holz-Beton-Verbunddecke mit ins Holz gefrästen Kerben und Hilti Dübeln wurde nach 63 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung abgebrochen, als der BSH-Balken Nr. 3 auf der Seite des beweglichen Auflagers auf Längsschub versagte, so dass die äussere Belastung F_{fire} nicht mehr getragen werden konnte (vgl. Abb. 16). Bruchursache war das Leimversagen in der Fuge zwischen der zweiten und dritten Lamelle dieses BSH-Balkens, der wegen zwischen den Holzbalken sich bildenden ungünstigen Brandturbulenzen seitlich im oberen Teil des Querschnittes stark gebrannt war (vgl. Abb. 20). Nach dem Brandversuch konnte die Decke noch bis nur zu $F \approx 19$ kN ($F \approx 0.5 * F_{fire}$) belastet werden. Bruchursache in diesem Resttraglastversuch für die anderen BSH-Balken war hauptsächlich das

Leimversagen in den Keilzinkenstößen bzw. in den Fugen der einzelnen Lamellen. Dieses teilweise unerwartete Loslösen der Lamellen wird noch näher untersucht. Das erste Stück der 20 mm dicken Holzschalung fiel nach ca. 50 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung herunter. Am Ende des Brandversuches war der grösste Teil der Holzschalung noch vorhanden, was auf eine sehr geringe Abbrandrate hinweist (vgl. Abb. 19).



Abb. 20 - Leimversagen in der Fuge zwischen der zweiten und dritten Lamelle des BSH-Balkens Nr. 3 bei der Holz-Beton-Verbunddecke mit ins Holz gefrästen Kerben und Hilti Dübeln nach 63 Min.



Abb. 21 - Äussere SFS Schrauben beim BSH-Balken Nr. 3 der Holz-Beton-Verbunddecke mit SFS Schrauben vollständig freigebrannt. Versagen der Verbundfuge zwischen Beton und Holz nach 67 Min.

Der Brandversuch mit der Holz-Beton-Verbunddecke mit SFS Schrauben wurde nach 70 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung abgebrochen. Die äussere Belastung konnte aber nach 67 Minuten nicht mehr getragen werden, als die BSH-Balken Nr. 1 und 3 auf der Seite des beweglichen Auflagers auf Längsschub versagten (vgl. Abb. 17). Bruchursache war beim Balken Nr. 1 das Leimversagen in der Fuge zwischen der zweiten und dritten Lamelle, während beim Balken Nr. 3 auf der Seite des beweglichen Lagers die Verbundfuge versagte. In den letzten 3 Minuten versagten dann auch die Leimfugen zwischen der ersten und zweiten Lamelle der anderen zwei Balken. Das erste Stück der Holzschalung fiel nach 47 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung herunter, während die erste Betonabplatzung nach 56 Minuten beobachtet wurde. In den letzten 20 Minuten fielen weitere Stücke der Holzschalung herunter und es konnten Abplatzungen der Betonplatte beobachtet werden. Am Ende des Brandversuches war der grösste Teil der Holzschalung heruntergefallen. Die Netzbewehrung wurde in mehreren Punkten infolge der Abplatzungen sichtbar.

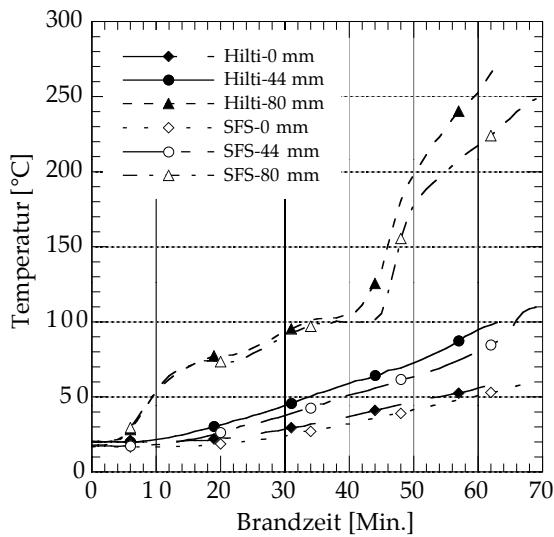


Abb. 22 - Gemessene mittlere Temperaturen in der Betonplatte bei unterschiedlichen Tiefen (0 mm = Oberfläche der Betonplatte)

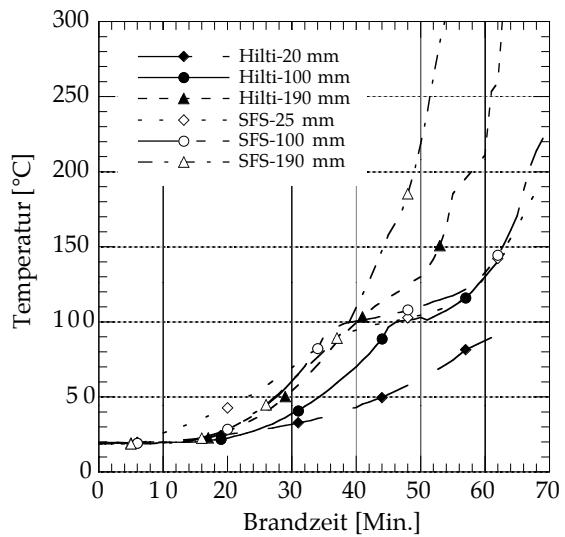


Abb. 23 - Gemessene mittlere Temperaturen im Holz-QS bei unterschiedlichen Tiefen (0 mm = Oberkante der Holzbalken)

Die Abbildung 22 zeigt die gemessenen mittleren Betontemperaturen an der Oberfläche und in zwei unterschiedlichen Tiefen (44 mm und 80 mm von der Oberfläche). Die Betontemperaturen wurden zwischen den Holzbalken in der Mitte der Decke gemessen. Die Temperaturverläufe beider Decken sind ziemlich ähnlich. Die Wärmeschutzwirkung der Holzscha-

lung auf die Betonplatte ist signifikant. Nach 60 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung wiesen die Betonplatten an der Oberfläche eine Temperatur kleiner als 60°C, bei einer Tiefe von 44 mm kleiner als 100°C und bei einer Tiefe von 80 mm (d.h. zwischen der Holzschalung und der Betonplatte) kleiner als 250°C auf. Die Abbildung 23 zeigt die gemessenen mittleren Holztemperaturen in unterschiedlichen Tiefen von der Oberkante der Holzbalken. Die Temperaturen wurden in jedem Holzbalken bei einer seitlichen Holzüberdeckung von 50 mm gemessen. Nach 60 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung betrug wegen der günstigen seitlichen Schutzwirkung der Holzschalung die Temperatur bei der Hilti Decke bei einer Tiefe von 20 mm (d.h. in der Höhe der Kerben) erst 88°C. Bei der SFS Decke betrug die Temperatur bei einer Tiefe von 25 mm (d.h. in der Mitte der Höhe der SFS Schrauben) 130°C.

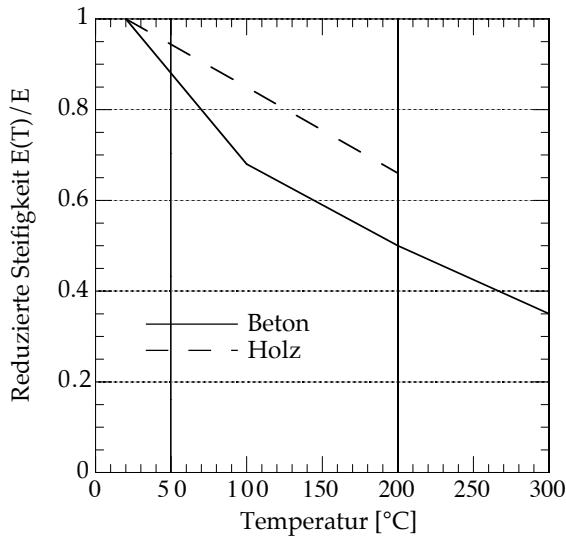


Abb. 24 - Reduzierte Steifigkeit (E -Modul) vom Beton und Holz bei höheren Temperaturen

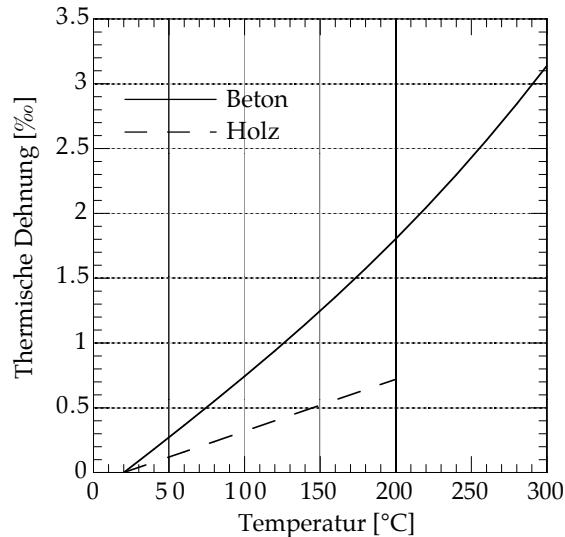


Abb. 25 - Thermische Dehnung vom Beton und Holz mit zunehmender Temperatur

Die Zunahme der Durchbiegung w während des Brandversuches wurde für die Hilti Decke unter Verwendung der erwähnten Brechnungsmethode „Effective Cross-Section Method“ (ECSM) berechnet, wobei eine mittlere Abbrandgeschwindigkeit β_0 von 0.7 mm/Min. angenommen wurde. Der Einfluss von thermischen Dehnungen auf das Tragverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken wurde mit der bereits erwähnten allgemeinen Berechnungsmethode (GCM, General Calculation Method) berücksichtigt.

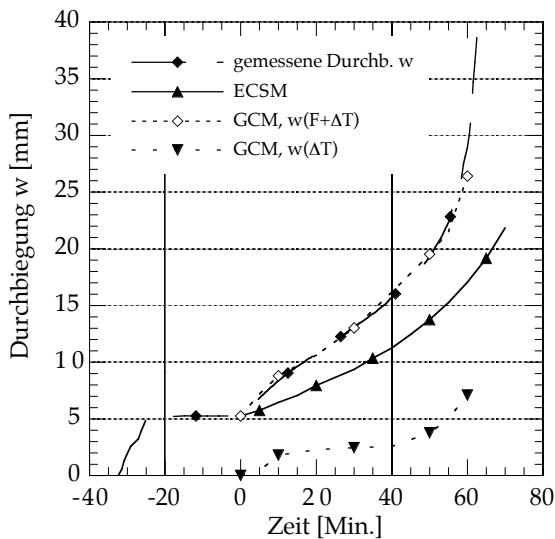


Abb. 26 - Vergleich zwischen berechneter und gemessener Durchbiegung für den Hilti Brandversuch

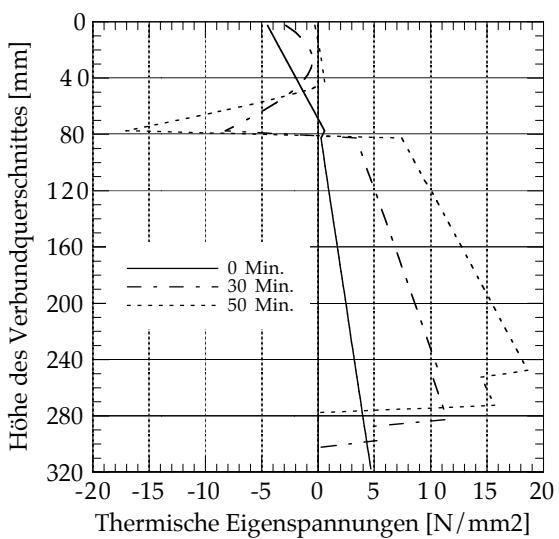


Abb. 27 - Thermische Eigenspannungen in der Mitte der Decke nach 30 und 50 Minuten

Die Abbildung 24 zeigt den angenommenen temperaturabhängigen E -Modul vom Beton und Holz. Dazu werden für das Holz die in Versuchen von Glos und Henrici [6] erhaltenen Resultate benutzt. Da der Beton wenig beansprucht wird, werden linearisierte Spannungs-

Dehnungsdiagramme gemäss ENV-1994-1-2 verwendet. Die Abbildung 25 zeigt die angenommene temperaturbedingte thermische Dehnung vom Beton gemäss ENV-1994-1-2 und Holz.

In der Abbildung 26 wird die gemessene und mit den zwei Methoden ECSV und GCM berechnete Durchbiegung w in der Mitte der Decke verglichen. In der Abbildung ist auch die Zunahme der Durchbiegung infolge thermischer Krümmung mit der Kurve $GCM, w(\Delta T)$ dargestellt. Am Anfang des Brandversuches ist der Einfluss der thermischen Krümmung der Holzbalken am grössten, während die Zunahme der Durchbiegung ab ca. 40 Minuten hauptsächlich auf die thermische Krümmung der Betonplatte zurückzuführen ist. Die Übereinstimmung des GCM-Berechnungsverfahren mit der gemessenen Durchbiegung ist gut. Die Abbildung 27 zeigt die mit diesem Verfahren berechneten Spannungen in der Mitte der Decke infolge äusserer Belastung und thermischer Beanspruchung nach 0, 30 und 50 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung. Mit zunehmender Brandzeit nehmen die Spannungen im oberen Bereich der Betonplatte ab, im unteren Bereich zu. Im Holzquerschnitt wirken über den gesamten Querschnitt Zugspannungen. Mit dem zur Zeit bei Prof. Dr. E. Anderheggen am IBK in Entwicklung stehenden Finite Element Programm Pyroman sollen die Berechnungen des thermomechanischen Verhaltens von Verbundträgern mit nachgiebigem Verbund noch weiter verbessert und erleichtert werden.

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Blass H.J., J. Ehlbeck, M.L.R. van der Linden, M. Schlager, „*Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen*“, Forschungsbericht T 2710, Abteilung Ingenieurholzbau, Universität Karlsruhe, 1995
- [2] Fontana M., A. Frangi, „*Fire Behaviour of Timber-Concrete Composite Slabs*“, 5th World Conference on Timber Engineering, Proceedings Volume 1, Seiten 76-83, Montreux, 17-20.8.1998
- [3] ENV 1995-1-1 „*Eurocode 5*“: Design of timber structures, Part 1-1 General rules and rules for buildings, 1993
- [4] ENV 1995-1-2 „*Eurocode 5*“: Design of timber structures, Part 1-2 General rules, supplementary rules for structural fire design, 1994
- [5] Gerhards C.C., „*Effect of moisture and temperature on the mechanical properties of wood: an analysis of immediate effects*“, Wood and fiber, Vol 14, 1982, Seiten 4-36
- [6] Glos P., D. Henrici, „*Festigkeit von Bauholz bei hohen Temperaturen*“, Abschlussbericht 87505, Institut für Holzforschung der Universität München, 1990
- [7] Kordina K, C. Meyer-Ottens , C. Scheer, „*Holz-Brandschutz-Handbuch*“, 2 Auflage, Deutsche Gesellschaft für Holzforschung e.V., Ernst & Sohn, 1994
- [8] Klingsch W., M. Tavakkol-Khah, J. Wesche, M. Kersken-Bradley, „*Temperaturentwicklung in brandbeanspruchten Holzquerschnitten*“, Schlussbericht, Forschungsvorhaben F-90/11 der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung, München, Nov. 1993
- [9] Kollmann F., „*Neue Ergebnisse über das Verhalten von Holz und Holzbauteilen im Feuer*“, Holz-Zentralblatt Nr. 64/65, Seiten 1199-1201, 1 Juni 1966
- [10] Lache M., „*Abbrandgeschwindigkeit von Vollholz, Brettschichtholz und Holzwerkstoffen*“, AIF-Forschungsvorhaben-Nr. 7796 und 8744, Schlussbericht, Institut für Holzforschung der Universität München, 1992
- [11] Natterer J., M. Hoeft, „*Holz-Beton-Verbundkonstruktionen, Entwicklung eines neuen Verbindungssystems*“, Forschungsbericht CERS Nr. 1638, IBOIS, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, März 1992
- [12] Timmermann K., U. Meierhofer, „*Holz-Beton-Verbundkonstruktionen, Untersuchungen und Entwicklungen zum mechanischen Verbund von Holz und Beton*“, Forschungsbericht 115/30, EMPA, Abteilung 155, Oktober 1993

ZUR FESTIGKEIT VON ZENTRISCH BEANSPRUCHTEM MAUERWERK

N. Mojsilović¹ und P. Marti²

ZUSAMMENFASSUNG

Die Bruchbedingung für Mauerwerksscheiben wird um ein Regime erweitert, um dem in Versuchen beobachteten Versagen entlang der Stoßfugenflucht Rechnung zu tragen. Ähnlich wie für ein Versagen entlang der Lagerfugen wird eine Bruchbedingung von Coulomb benutzt, und für die entsprechenden Reibungswinkel und Kohäsionsbeiwerte werden einfache Näherungen eingeführt.

SCHLÜSSELWÖRTER

Bruchwiderstand; Fliessbedingungen; Mauerwerk; Plastizitätstheorie; Scheiben;

EINLEITUNG

Der Bruchwiderstand von Mauerwerksscheiben wird gemäss der Norm SIA 177 [11] nach einem auf Arbeiten von Ganz [1] beruhenden Ansatz behandelt. Bei Versuchen an Kalksandstein-Kleinkörpern wurde ein Versagen entlang der Stoßfugenflucht beobachtet [8], das durch diesen Ansatz nicht erfasst wird. Die Bruchbedingung für Mauerwerksscheiben wird deshalb um ein Regime erweitert [9].

BRUCHBEDINGUNG FÜR ZWEIACHSIG BEANSPRUCHTES MAUERWERK

Eine allgemeine Bruchbedingung für Mauerwerksscheiben [Bild 1 (a)] wurde von Ganz [1] analog zu jener für Stahlbetonscheiben [6, 7, 10] aufgestellt und anhand verschiedener Versuchsserien geprüft.

Wegen seiner Lochung [Bild 1 (b)] wird der Stein als orthotrope Komponente modelliert; sein Querschnitt wird in einen parallel zur Wandebene zweiachsig beanspruchten Teil und einen senkrecht zu den Lagerfugen einachsig beanspruchten Teil aufgeteilt. In den Mörtelfugen wird Schub- und Zugversagen untersucht; es wird angenommen, dass wegen des dreiachsigigen Spannungszustandes in den Mörtelfugen ein Druckversagen im Mörtel auszuschliessen ist. Einer allfälligen vorhandenen Bewehrung werden lediglich Zugspannungen zugewiesen.

Unter der Voraussetzung, dass sich alle Materialien starr-ideal plastisch verhalten, dass die Mauerwerkszugfestigkeit vernachlässigbar ist und die im Bild 1 (c) bis (e) dargestellten Bruchbedingungen der einzelnen Mauerwerkskomponenten gelten, ergibt sich die Bruchbedingung für das Mauerwerk als Linearkombination der Bruchbedingungen der Komponen-

¹ Dr., Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH, Zurich, Schweiz

² Dr., Professor, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH, Zurich, Schweiz

ten. Dabei wird die Schubtragfähigkeit der Stoßfugen vernachlässigt, vor allem wegen der glatten Steinoberflächen und der meistens mangelnden Vermörtelung.

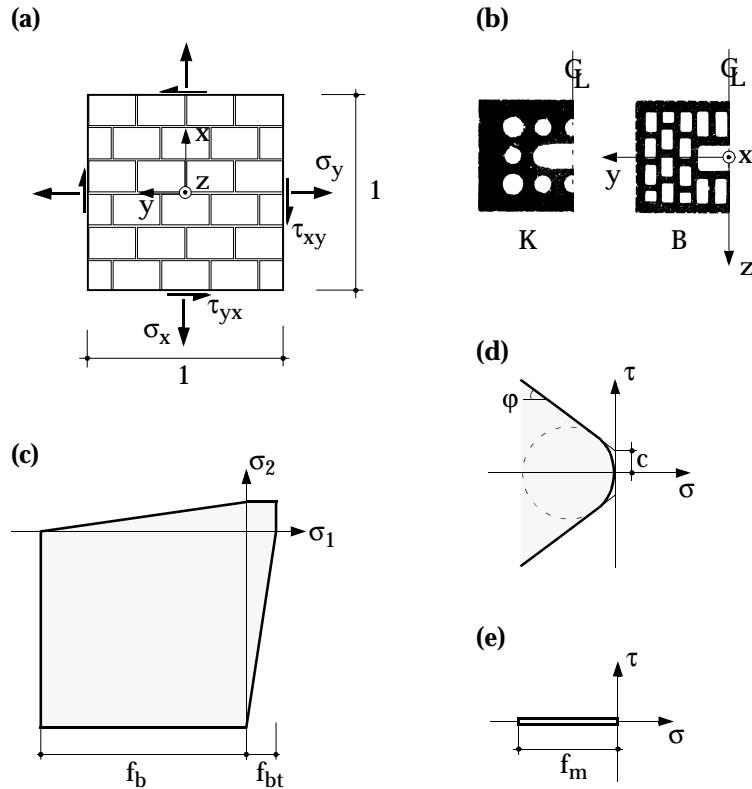


Bild 1 - Bruchbedingungen für ebene Beanspruchung: (a) Bezeichnungen; (b) typische Steinquerschnitte; (c) Steinmaterial; (d) Lagerfuge; (e) Stoßfuge.

Die Bruchbedingung des unbewehrten Mauerwerks, welche durch vier unabhängige Materialparameter bestimmt ist (Mauerwerksfestigkeiten f_x und f_y in x- und y-Richtung, Reibungswinkel φ und Kohäsion c der Lagerfuge), lässt sich durch fünf Regimes beschreiben, nämlich:

(1) Zugversagen des Mauerwerks

$$\tau_{xy}^2 - \sigma_x \sigma_y \leq 0 \quad (1)$$

(2) Druckversagen der Steine

$$\tau_{xy}^2 - (\sigma_x + f_x)(\sigma_y + f_y) \leq 0 \quad (2)$$

(3) Schubversagen der Steine

$$\tau_{xy}^2 + \sigma_y(\sigma_y + f_y) \leq 0 \quad (3)$$

(4) Trennbruch in der Lagerfuge

$$\tau_{xy}^2 + \sigma_x \left[\sigma_x + 2c \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \right] \leq 0 \quad (4)$$

und

(5) Gleiten entlang der Lagerfugen

$$\tau_{xy}^2 - (c - \sigma_x \tan \varphi)^2 \leq 0 \quad (5)$$

Im dreidimensionalen Spannungsraum wird diese Bruchbedingung durch zwei elliptische Kegel, zwei Kreiszylinder und eine Ebene dargestellt, siehe Bild 2 (a).

Im Bild 2 (b) ist der Verlauf der einachsigen Druckfestigkeit f_α in Funktion der Lagerfugenneigung α dargestellt. Punkt C stellt den Übergang vom Regime (3) ins Regime (5) dar. Der minimale Wert der Festigkeit wird bei einer Lagerfugenneigung von $\pi/4 + \varphi/2$ erreicht (Punkt D).

Die Bruchbedingung von Ganz [1] untersucht die Frage der Kraftübertragung bei mangelndem Kontakt der Stoßfugen nicht weiter. Da derartige Brüche aber tatsächlich beobachtet wurden [2, 8], liefert der vorliegende Beitrag entsprechende Ergänzungen.

EINACHSIGER DRUCKSPANNUNGSZUSTAND UND VERTRÄGLICHE BRUCHMECHANISMEN

Für einen einachsigen Druckspannungszustand gemäss Bild 2 (b) gilt

$$\sigma_x = \sigma_2 \cos^2 \alpha, \sigma_y = \sigma_2 \sin^2 \alpha, \tau_{xy} = \sigma_2 \sin \alpha \cos \alpha, (\sigma_2 < 0 = \sigma_1) \quad (6)$$

und somit

$$\sigma_2 = \sigma_x + \sigma_y, \tan^2 \alpha = \sigma_y / \sigma_x, \tau_{xy}^2 = \sigma_x \sigma_y \quad (7)$$

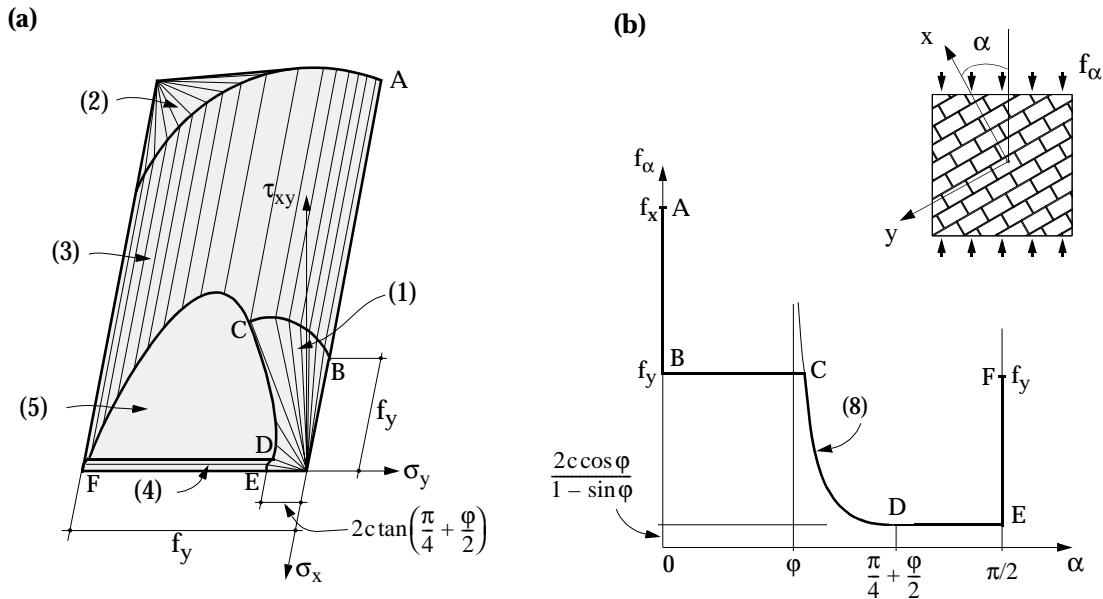


Bild 2 - Bruchbedingung nach Ganz [1]: (a) Fliessbedingung; (b) einachsige Druckfestigkeit.

Setzt man die Bruchbedingung von Ganz [1] gemäss Bild 2 (a) voraus, so bewegt man sich nach der dritten Beziehung (7) auf der elliptischen Kegelfläche (1). Jeder Richtung α entspricht eine Mantellinie des Kegels, und die extremal möglichen, einachsigen Druckspannungszustände entsprechen Punkten auf der Linie ABCDEF, die sich aus zwei Geraden (AB und EF), zwei Ellipsen (BC und DE) sowie einer Hyperbel (CD) zusammensetzt. Die beiden Geraden AB und EF entsprechen den Grenzfällen $\alpha = 0$ und $\alpha = \pi/2$. Entlang der beiden

Ellipsen BC und DE bleibt σ_2 gemäss der ersten Beziehung (7) konstant; die entsprechenden Werte betragen f_y bzw. $2c \tan(\pi/4 + \phi/2) = 2c \cos\phi/(1-\sin\phi)$. Schliesslich erhält man durch Gleichsetzen der Ausdrücke linkerhand in (1) und (5) und unter Verwendung der zweiten Beziehung (7) die Gleichung

$$\sigma_2 = \frac{c}{\cos^2 \alpha (\tan \phi - \tan \alpha)} \quad \left(\phi < \alpha \leq \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (8)$$

welche Punkten auf der Hyperbel CD im Bild 2 entspricht.

Fasst man die Ausdrücke linkerhand in (1) und (3) als Fliessfunktionen auf, so erhält man aus dem Fliessgesetz

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \lambda \frac{\partial Y}{\partial \sigma_{ij}} \quad \begin{cases} \lambda \geq 0 & \text{für } (Y = 0) \\ \lambda = 0 & \text{für } (Y < 0) \end{cases} \quad (9)$$

als mit dem Regime BC von Bild 2 verträgliche Mechanismen [7] die im Bild 3 dargestellten Möglichkeiten und deren Kombinationen.

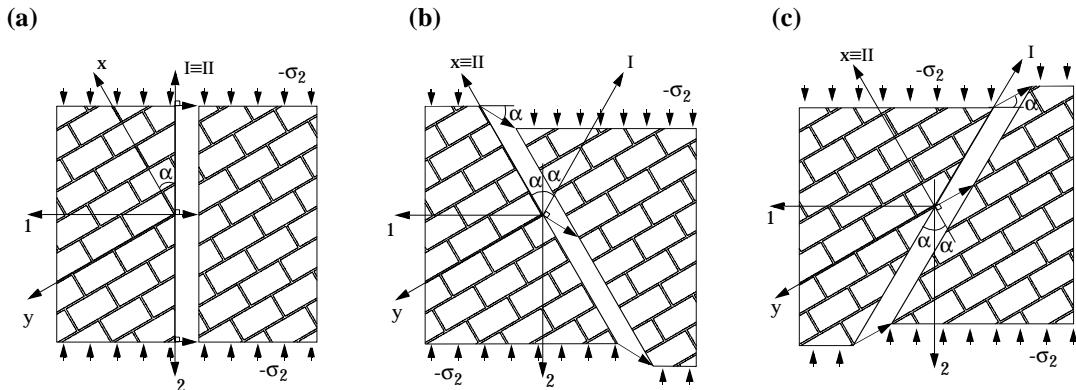


Bild 3 - Mit Regime BC von Bild 2 verträgliche Mechanismen: (a) Kollapsrissmechanismus; (b) und (c) Gleitlinienmechanismen.

Der Fliessbedingung (1) entspricht ein einachsiger Verzerrungszustand mit $\dot{\varepsilon}_1 \geq 0$ und $\dot{\varepsilon}_2 = 0$ und dementsprechend der im Bild 3 (a) dargestellte Kollapsrissmechanismus [10]. Da die in der Hauptrichtung 2 wirkenden Druckspannungen keine Arbeit leisten, entspricht dieser Mechanismus allerdings einem wohl theoretisch, jedoch nicht praktisch möglichen Grenzfall.

Aus der Fliessbedingung (3) folgt mit (9), dass $\dot{\varepsilon}_x = 0$ ist, d. h. die x-Richtung entspricht einer charakteristischen Richtung (II). Da die Hauptrichtungen die Winkel zwischen den Charakteristiken halbieren [7], ist die andere charakteristische Richtung (I) ebenfalls unter dem Winkel α zur Vertikalen (2) geneigt. Wie in den Bildern 3 (b) und (c) dargestellt, kann grundsätzlich jede Charakteristik die Rolle einer Gleitlinie spielen, und die Relativverschiebung der beiden durch die Gleitlinie getrennten Körper ist zur anderen Charakteristik orthogonal [7].

Wie im Bild 3 (a) angedeutet, entspricht der Kollapsrissmechanismus dem Grenzfall von in der Hauptrichtung 2 zusammenfallenden Charakteristiken. Da das Regime BC von Bild 2 (b) der gleich benannten Kante der Fliessfigur gemäss Bild 2 (a) entspricht, sind nach der Koiterschen Verallgemeinerung des Fliessgesetzes (9) im allgemeinen (nicht negative) Linearkombinationen der zugehörigen Grundmechanismen zu betrachten [7]. Dies bedeutet im vorliegenden Fall einfach, dass sich der von den Charakteristiken gebildete Winkel zwischen

den Werten null und 2α bewegen kann. Insbesondere ist also in dem zum Fall von Bild 3 (a) entgegengesetzten Grenzfall von Bild 3 (b) ein Versagen entlang der Stossfugenflucht möglich.

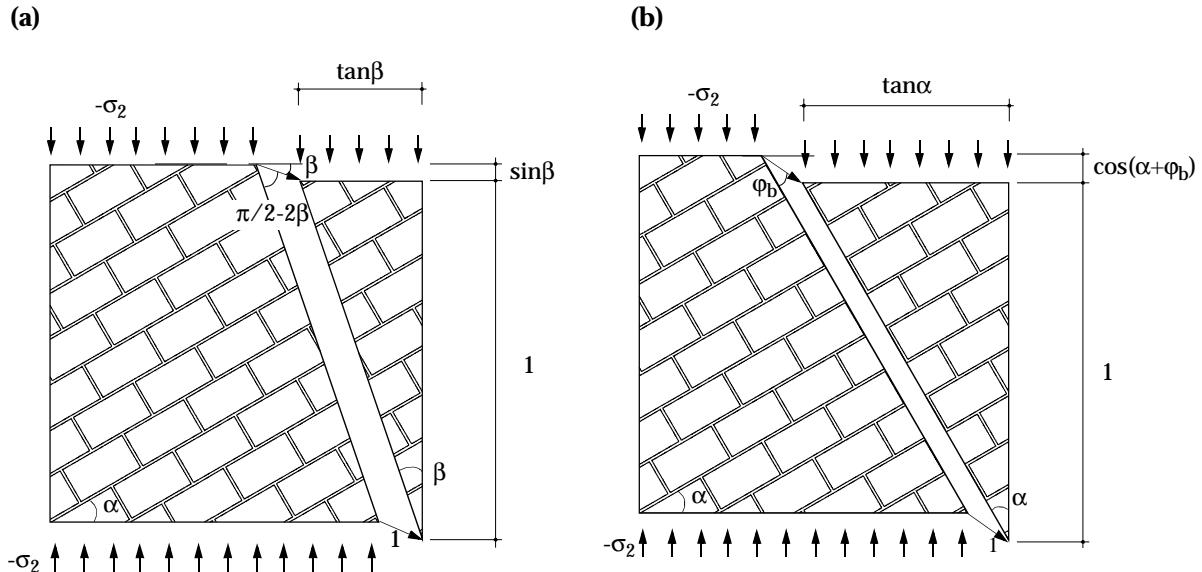


Bild 4 - Bruchmechanismen: (a) $0 < \beta \leq \alpha$; (b) Versagen entlang Stossfugenflucht.

Aufgrund des Verträglichkeitssatzes der Plastizitätstheorie ist eine explizite Berechnung der beim Mechanismus geleisteten Arbeiten der äusseren Kräfte und der zugehörigen Dissipationsarbeiten an und für sich nicht nötig [7]. Hier soll dies gleichwohl getan werden, und zwar für den allgemeinen Fall von unter dem Winkel β ($0 < \beta \leq \alpha$) zur Hauptrichtung 2 geneigten Charakteristiken. Setzt man gemäss Bild 4 (a) sowohl für die Höhe des abgleitenden Keils als auch für den Betrag der Relativverschiebung eins, so liefert die Gleichsetzung der Arbeit der äusseren Kräfte mit der Dissipationsarbeit

$$W = -\sigma_2 \tan \beta \sin \beta = D = \frac{f_y}{2} \left[1 - \sin\left(\frac{\pi}{2} - 2\beta\right) \right] \frac{1}{\cos \beta} \quad (10)$$

woraus tatsächlich

$$\sigma_2 = -f_y \quad (11)$$

folgt. Bei der Berechnung der Dissipationsarbeit wurde der bekannte, der sogenannten quadratischen Fliessbedingung im ebenen Spannungszustand entsprechende Ausdruck $f_y(1 - \sin \gamma)/2$ für die elementare Dissipationsarbeit bei einer unter dem Winkel γ zur Gleitfläche geneigten Elementarverschiebung benutzt [7].

VERSAGEN ENTLANG DER STOSSFUGENFLUCHT

Bei der Herleitung seiner Bruchbedingung (Bild 2) ging Ganz [1] von einem isotropen, lediglich druckfesten Material aus (Druckfestigkeit = f_y), das in x-Richtung auf Druck zusätzlich "bewehrt" ist (und zwar mit der Festigkeit $f_x - f_y$ der "Bewehrung"). Die mit Bild 3 (b) erwähnte Möglichkeit eines Versagens entlang der Stossfugenflucht führt zumindest für den Fall einer knirschen Vermauerung der Stossfugen zur Frage nach der Bedeutung eines solchen Vorgehens. In der Tat setzt man bei Verwendung von Regime BC gemäss Bild 2 still-

schweigend voraus, dass Druckspannungen im Winkel α zur Stoßfugenflucht über die Stoßfugen übertragen werden können, und dass bei Auftreten eines im Grenzfall gemäss Bild 3 (b) möglichen Versagens entlang der Stoßfugenflucht auch entlang der Stoßfugen Energie entsprechend dem Ausdruck in Gleichung (10) dissipiert wird. Die erwähnte Voraussetzung, dass die Schubtragfähigkeit der Stoßfugen vernachlässigt wird, ist also in Wirklichkeit nicht erfüllt.

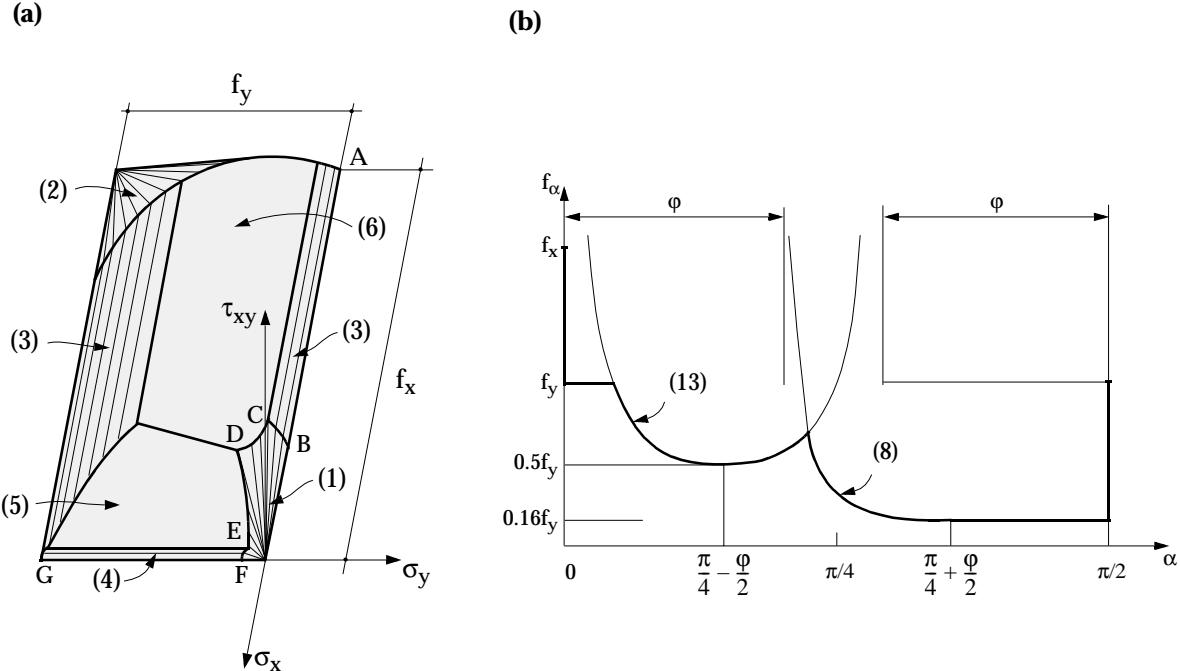


Bild 5 - Erweiterte Bruchbedingung für unbewehrtes Mauerwerk: (a) Fliessbedingung; (b) einachsige Druckfestigkeit nach vorausgesetzter Näherung.

Bei den Kalksandstein-Kleinkörpern KK15 und KK30 mit Lagerfugenneigungen von 15° und 30° wurde eindeutig ein Versagen durch Abscheren der Steine entlang der Stoßfugenflucht beobachtet [8]. Um dieses Verhalten theoretisch zu untersuchen, wird die Stoßfugenflucht als Gleitlinie betrachtet, die Dissipationsarbeit in den Stoßfugen wird vernachlässigt, und es wird vorausgesetzt, dass das Steinmaterial einer Coulombschen Fliessbedingung mit Kohäsion c_b und Reibungswinkel φ_b genügt. Ein ähnlicher Ansatz wurde von Hamid und Drysdale [4] für Backsteinmauerwerk gemacht.

Gemäss Bild 4 (b) resultiert analog zur Gleichung (10)

$$W = -\sigma_2 \tan \alpha \cos(\alpha + \varphi_b) = D = \frac{c_b \cos \varphi_b}{2 \cos \alpha} \quad (12)$$

woraus die zu (8) ähnliche Beziehung

$$\sigma_2 = \frac{c_b}{2 \sin^2 \alpha (\tan \varphi_b - \cot \alpha)} \quad (13)$$

folgt, die für $\alpha = \pi/4 - \varphi_b/2$ ihren Extremalwert

$$\sigma_{2, \min} = \frac{-c_b \cos \varphi_b}{1 - \sin \varphi_b} \quad (14)$$

annimmt. Für $\alpha = 0$ und $\alpha = \pi/2 - \phi_b$ strebt der Ausdruck rechterhand in (13) asymptotisch gegen unendlich. Der Faktor $1/2$ rechterhand in (12) berücksichtigt die Tatsache, dass entlang der Stoßfugenflucht nur jeder zweite Stein Dissipationsarbeit leistet. Verknüpft man (13) mit der zweiten und dritten Beziehung (6), so erhält man schliesslich die zu (5) analoge Bedingung

$$\tau_{xy}^2 - \left(\frac{c_b}{2} - \sigma_y \tan \phi_b \right)^2 \leq 0 \quad (15)$$

die, wie im Bild 5 (a) gezeigt, einer zur σ_x -Achse parallelen, schießen Ebene entspricht.

PRAKTISCHE NÄHERUNGEN UND VERGLEICH MIT VERSUCHEN

Nimmt man an, dass die Coulombsche Fliessbedingung mit den Parametern c_b und ϕ_b auch für das Versagen unter einachsrigem Druck in y -Richtung verantwortlich sei und setzt man

$$\tan \phi_b = \frac{3}{4} \quad (16)$$

so gilt

$$c_b = \frac{f_y}{4} \quad (17)$$

und aus (13) folgt für $\alpha = \pi/4 - \phi_b/2$ der Minimalwert des Betrages von σ_2 , nämlich $f_y/2$. Setzt man schliesslich $\phi = \phi_b$ und $c = f_y/25$ voraus, so ergibt sich der im Bild 5 (b) dargestellte Verlauf von f_α in Funktion von α .

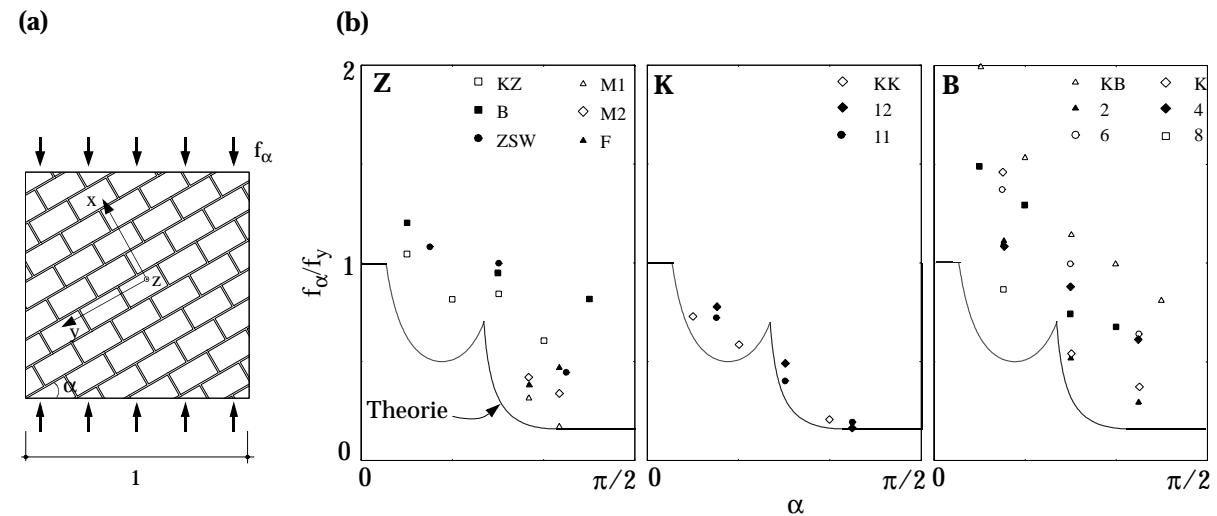


Bild 6 - Versuche an den Kleinkörpern: (a) Wandelement; (b) Vergleich der theoretischen und experimentellen Werte für Zementstein- (Z), Kalksandstein- (K) und Backsteinmauerwerk (B).

Mit den getroffenen Annahmen ist nun der im Bild 6 dargestellte Vergleich der in den verschiedenen Versuchsserien [2, 3, 5, 8] beobachteten einachsigen Druckfestigkeitswerte möglich. Dabei wird f_α mit f_y normiert, und es werden lediglich die Werte für $0 < \alpha < \pi/2$ eingetragen.

Aus Bild 6 (b) ist ersichtlich, dass man die einachsige Druckfestigkeit des Kalksandsteinmauerwerks mit dem theoretischen Ansatz aus Bild 5 (b) sehr gut annähern kann. Die theoretischen Voraussagen für Zementstein- und Backsteinmauerwerk sind dagegen eher konservativ, liefern aber ebenfalls eine brauchbare Näherung.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Bruchbedingung von Ganz [1] für zentrisch beanspruchte Scheibenelemente wird um ein Regime erweitert [9], um dem in den Versuchen an Kalksandsteinkleinkörpern beobachteten Versagen entlang der Stossfugenflucht [8] Rechnung zu tragen. Ähnlich wie für ein potentielles Versagen entlang der Lagerfugen wird eine Bruchbedingung von Coulomb benutzt, und für die entsprechenden Reibungswinkel und Kohäsionsbeiwerte werden einfache Näherungen eingeführt. Während die Druckfestigkeit von Kalksandsteinmauerwerk mit diesen Näherungen sehr gut erfasst wird, ergeben sich für Zementstein- und Backsteinmauerwerk etwas mehr auf der sicheren Seite liegende Werte.

LITERATUR

- [1] Ganz, H.R., "Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Schub," *Bericht* No. 148, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Sept. 1985, 133 pp.
- [2] Guggisberg, R., und Thürlmann, B., "Versuche zur Festlegung der Rechenwerte von Mauerwerksfestigkeiten," *Bericht* No. 7502-5, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Dez. 1987, 96 pp.
- [3] Hamid, A.A., and Drysdale, R.G., "Concrete Masonry Under Combined Shear and Compression Along the Mortar Joints," *ACI Journal*, V. 77, No. 5, Sept.-Oct. 1980, pp. 314-320.
- [4] Hamid, A.A., and Drysdale, R.G., "Proposed Failure Criteria for Brick Masonry Under Combined Stresses," *Proceedings*, 2nd North American Masonry Conference, College Park, Maryland, 1982, pp. 9-1 to 9-11.
- [5] Lurati, F., Graf, H., und Thürlmann, B., "Versuche zur Festlegung der Festigkeitswerte von Zementsteinmauerwerk," *Bericht* No. 8401-2, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Jan. 1990, 85 pp.
- [6] Marti, P., und Thürlmann, B., "Fließbedingung für Stahlbeton mit Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit," *Beton- und Stahlbetonbau*, V. 72, Heft 1, Jan. 1977, pp. 7-12.
- [7] Marti, P., "Zur plastischen Berechnung von Stahlbeton," *Bericht* No. 104, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Okt. 1980, 176 pp.
- [8] Mojsilović, N., und Marti, P., "Versuche an kombiniert beanspruchten Mauerwerkswänden," *Bericht* No. 203, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, April 1994, 91 pp.
- [9] Mojsilović, N., "Zum Tragverhalten von kombiniert beanspruchtem Mauerwerk," *Bericht* No. 216, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Dezember 1995, 136 pp.
- [10] Müller, P., "Plastische Berechnung von Stahlbetonscheiben und -balken," *Bericht* No. 83, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Juli 1978, 160 pp.
- [11] SIA V177: "Mauerwerk," Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 1995, 52 pp.

ZUR DOMINANZ DER LASTANNAHMEN IM SICHERHEITSNACHWEIS

Jörg Schneider¹

ZUSAMMENFASSUNG

Es wird anhand eines einfachen Beispiels gezeigt, dass im konstruktiven Ingenieurbau normalerweise die Lastannahmen den Sicherheitsnachweis dominieren. Es erscheint deshalb sinnvoll, die Lasten und Einwirkungen und insbesondere deren Charakteristik zutreffender zu erfassen. Daraus ergibt sich auch die Forderung nach Intensivierung der Last- und Einwirkungsforschung.

SCHLÜSSELWÖRTER

Tragsicherheit, Last, Einwirkung, Lastfaktor, Sicherheitsindex, Versagenswahrscheinlichkeit, Bemessungswert

DER KONVENTIONELLE SICHERHEITSNACHWEIS

Im konstruktiven Ingenieurbau ist (im einfachen Fall, der hier betrachtet sei) ein konventioneller Sicherheitsnachweis in der Regel rasch erbracht. Man entnimmt die Kennwerte der Eigenlasten und der veränderlichen Einwirkungen der Norm SIA 160, multipliziert sie je nach Gefährdungsbild mit den entsprechenden Lastfaktoren (z.B. 1.3 bzw. 1.5), ermittelt den zugehörigen Bemessungswert der Beanspruchung S_d und stellt diesem den mit dem Widerstandsbewert (für Betonkonstruktionen z.B. 1.2) reduzierten rechnerischen Widerstand R_d des entsprechenden Querschnitts gegenüber. Ist dieser Wert grösser als der Bemessungswert der Beanspruchung, gilt der Sicherheitsnachweis als erbracht.

Wir zeigen das ganze an einem numerischen Beispiel und verlassen uns darauf, dass der fachkundige Leser hinter den Zahlenwerten leicht die algebraischen Terme erkennen kann: Eine Stahlbetonplatte von $h = 0.3$ m Dicke und einer statischen Höhe von $d = 0.26$ m, gelagert als einfacher Balken mit einer Spannweite von 9.1 m. Die Platte trage, zusätzlich zu ihrer Eigenlast, eine gleichmässig verteilte Nutzlast q , z.B. eine Schneelast, die gemäss Norm SIA 160 einen Kennwert von $q = 10 \text{ kN/m}^2$ habe. Die Raumlast von Beton beträgt 25 kN/m^3 , als Baustoffe seien Betonstahl S500 mit $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$ und Beton B35/25 mit $f_c = 16 \text{ N/mm}^2$ vorgesehen. Es zeigt sich, dass eine Bewehrung von Ø20/100 mit $A_s = 3142 \text{ mm}^2/\text{m}$ ausreichend ist.

Für das geschilderte Beispiel ergibt sich:

$$S_d = (1.3 \cdot 0.3 \cdot 25 + 1.5 \cdot 10) \cdot 9.1^2 / 8 = 256 \text{ kNm/m} \quad (1)$$

Die in der Norm SIA 160 festgelegten Lastfaktoren $\gamma_G = 1.3$ bzw. $\gamma_Q = 1.5$ sollen die statistische Streuung der Grösse der Einwirkungen abdecken sowie deren vereinfachte Darstellung (z.B. als gleichmässig verteilte Last, obwohl die Form des Lastbilds in Wirklichkeit von dieser Modellvorstellung abweichen könnte).

Der Hebelarm der inneren Kräfte beträgt

$$z = 260 \cdot (1 - 0.5 \cdot 3142 \cdot 460 / 1000 \cdot 260 \cdot 16) = 215 \text{ mm} \quad (2)$$

¹ Professor, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Schweiz

womit

$$R = 3142 \cdot 215 \cdot 460 \cdot 10^{-6} = 310.8 \text{ kNm/m} \quad (3)$$

$$R_d = 310.8 / 1.2 = 259 \text{ kNm/m} \quad (4)$$

Der für Stahlbetonkonstruktionen geltende Widerstandsbeiwert $\gamma_R = 1.2$ soll gemäss Norm SIA 162 die Abweichungen des wirklichen Tragsystems von dem der Berechnung zugrundeliegten System, Vereinfachungen und Ungenauigkeiten des Widerstandsmodells sowie Querschnittstoleranzen abdecken.

Die Bemessung erfüllt offensichtlich die Sicherheitsbedingung

$$S_d \leq R_d \quad (5)$$

und ist deshalb zweifellos in Ordnung.

Den Fragen, was das heisst und ob ein solcher normgemässer Nachweis die Unschärfe in den einzelnen Termen einigermassen korrekt erfasst, soll in der Folge nachgegangen werden. Dass hierzu probabilistische Verfahren geeignet sind, ergibt sich aus der Tatsache, dass solche mehr Information über die beteiligten Variablen des Systems verarbeiten können und damit komplexere Fragen erlauben und in der Lage sind, in diesem Sinne auch aussagekräftigere Antworten zu geben.

NOMINELLE VERSAGENSWAHRSCHEINLICHKEIT

Mit probabilistischen Verfahren lassen sich nominelle Versagenswahrscheinlichkeiten konventionell bemessener Tragwerke ermitteln. Auch lässt sich damit der Einfluss der einzelnen Variablen auf das Ergebnis zeigen.

Die Versagensbedingung und ihre Komponenten

Die Versagensbedingung lautet in probabilistischer Schreibweise wie folgt:

$$G = R - S < 0 \quad (6)$$

R und S sind Funktionen der sog. Bemessungsvariablen und wie folgt definiert:

$$R = M_R \cdot A_s \cdot (H - C) \cdot F_y \cdot (1 - 0.5 \cdot A_s \cdot F_y / B \cdot (H - C) \cdot U_c \cdot F_c) \quad (7)$$

$$S = M \cdot (H \cdot R_L + M_Q \cdot Q) \cdot 9.1^2 / 8 \quad (8)$$

In Gleichung (7) erkennt man die Grundstruktur der Gleichungen (2) und (3) wieder. Die in probabilistischen Berechnungen übliche Grossschreibung der Bemessungsvariablen bringt zum Ausdruck, dass es sich um Variablen handelt, die mit Verteilungstyp und den zugehörigen Parametern in die Berechnung eingeführt werden müssen. M_R ist eine sogenannte Modellvariable, welche die Unschärfe des Widerstandsmodells abbildet. C ist der Abstand der unterliegenden Bewehrung vom unteren Rand des Querschnitts, der planmäßig 40 mm beträgt. U_c ist eine sog. Übertragungsvariable, die dem Abminderungsfaktor 0.65 entspricht, mit dem die Norm SIA 162 den Mindestwert der Würfeldruckfestigkeit abmindert, um die Relation Prismen/Würfel und Baustelle/Labor abzudecken. Auffallend ist das Fehlen von Widerstands faktoren. Solche sind probabilistischen Berechnungen fremd. Ihre Funktion wird jedoch teilweise durch die sog. Modellvariablen übernommen.

Gleichung (8) entspricht der Gleichung (1). Der Faktor M ist eine Modellvariable, die die Unschärfe der Schnittkraftermittlung erfassen soll. Bei einem einfachen Balken und gleichmässig verteilter Belastung ist diese Unschärfe praktisch inexistent und man kann M als deterministische Grösse eingeben. Die Modellvariable M_Q deckt die Tatsache ab, dass die Nutzlast von der angenommenen gleichmässigen Verteilung abweichen kann. Sie kann, bei gleicher Gesamtlast, z.B. in den Endpartien des Trägers oder in den Innenzone grösser sein als der mittlere Wert. Das hat natürlich Auswirkungen auf das massgebende Biegemoment.

Stochastische Modellierung

Für die in den Gleichungen (7) und (8) gross geschriebenen sog. Bemessungsvariablen sind in einem nächsten Schritt die sogenannten stochastischen Modelle festzulegen und deren Parameter, also z.B. deren Erwartungswert μ und deren Standardabweichung σ bzw. deren Va-

riationskoeffizient $v = \sigma/\mu$ abzuschätzen. Hierzu gibt das statisch-konstruktive Normenwerk des SIA einige Hinweise. Der Leser, der sich mit den in Tabelle 1 aufgelisteten Modellen und Parametern einverstanden erklären kann, mag die folgenden, die Annahmen begründenden Passagen dieser Seite überspringen.

Variable	Typ	Dimension	Eingabe		Ergebnis	
			Erwartungswert μ_X	Standardabweichung σ_X	Bemessungswert x^*	Wichtungsfaktor α
B	D	mm	1000	0	1000	0
H	N	mm	300	5	298	0.07
C	NL	mm	40	5	42	0.09
F_c	NL	N/mm^2	35	5	32	0.09
U_c	NL	–	0.75	0.1	0.70	0.08
F_y	NL	N/mm^2	550	30	523	0.18
A_s	N	mm^2/m	3142	100	3089	0.11
M_R	N	–	1	0.04	0.97	0.16
RL	N	kN/m^3	25	1.00	25.2	0.04
Q	GU	kN/m^2	6.0	1.75	21.7	0.87
M_Q	N	–	0.9	0.15	1.19	0.38
M	D	–	1	0	1	0

Tabelle 1 – Definition der Variablen und Ergebnisse der Berechnung mit FORM (mittels VaP)

N/mm^2 über dem als 5%-Fraktile charakterisierten Prüfwert der Fliessgrenze, also für die Stahlsorte S500 bei etwa $550 N/mm^2$. Das führt dazu, den Erwartungswert mit $550 N/mm^2$, die Standardabweichung σ mit $30 N/mm^2$ anzusetzen. Als Variationskoeffizient der Querschnittsfläche des Stahls sei etwa 3% angenommen.

Für die Modellvariable M_R dieses einfachen Widerstandsmodells erwarten wir einen Erwartungswert nahe bei 1 und legen den Variationskoeffizienten mit etwa 4% fest.

Die in der schweizerischen Norm SIA 160 angegebenen Raumlasten sind definitionsgemäss mittlere Werte. Für bewehrten Beton setzen wir als Erwartungswert $\mu = 25 kN/m^3$, als Standardabweichung $\sigma = 1 kN/m^3$ entsprechend einem Variationskoeffizient von 4%. Als Verteilungstyp kann ohne weiteres eine Normalverteilung angenommen werden.

Die Norm SIA 160 enthält keine ausdrücklichen Hinweise auf die Definition der Kennwerte der Einwirkungen aus beweglichen Nutzlasten, Schnee oder Wind. Es gibt jedoch mündliche Hinweise [2] darauf, dass die Kommission SIA 160 sich bei der Festlegung der Kennwerte an Werten orientiert hat, die im Mittel nur einmal während 30 Jahren überschritten werden. Der Kehrwert dieser Wiederkehrperiode entspricht der mittleren Überschreitungswahrscheinlichkeit pro Jahr, die demnach bei etwa $0.03 = 3\%$ liegt. Dazu gehört eine sogenannte 97%-Fraktile. Das ist derjenige Wert, der im Mittel der Jahre mit einer Wahrscheinlichkeit von 97% nicht überschritten wird. Der Zeitbezug ist dann ein Jahr, und gilt auch für die hier gesuchte Versagenswahrscheinlichkeit. Bei der stochastischen Modellierung der Nutzlast wählen wir die Parameter Erwartungswert μ und Standardabweichung σ so, dass das Zahlenpaar $(\mu; \sigma)$ zu einer 97%-Fraktile von $10 kN/m^2$ führt. Ein in diesem Sinne passendes Zahlenpaar ist $(6.0; 1.75)$. Als Verteilungstyp liegt die Gumbelverteilung nahe. Wir werden weiter hinten aber die Konsequenzen einer Wahl anderer Verteilungstypen prüfen.

Die Modellvariable M_Q sei in diesem Beitrag mit einem Erwartungswert von 0.9 und einem Variationskoeffizienten von 0.15 eingeschätzt. Sie deckt so eine parabelförmige Lasthäufung in Balkenmitte als auch eine solche an den Balkenenden ab.

Die gewählten Verteilungstypen sind in Tabelle 1 mit D (deterministisch), N (normalverteilt), NL (lognormalverteilt) und GU (Gumbel) markiert.

Ergebnisse

Mit den vorstehend fixierten Bemessungsvariablen ergibt sich mit der Methode von Hasofer-Lind (siehe z.B. [5]) und dem Computerprogramm VaP [4] der für ein Betriebsjahr geltende Sicherheitsindex

$$\beta_{HL} = 5.05$$

entsprechend einer Versagenswahrscheinlichkeit von $p_f = 0.22 \cdot 10^{-6}$ /Jahr. Diese Werte liegen durchaus im Rahmen der entsprechenden Festlegungen des Joint Committee on Structural Safety (JCSS) [3]. Ob sie akzeptierbar sind, steht hier jedoch nicht im Vordergrund der Diskussion.

Vielmehr sind von Interesse die Wichtungsfaktoren α und die Bemessungswerte x^* der einzelnen Variablen. Diese sind – zusammen mit den Bemessungswerten – in Tabelle 1 unter Ergebnisse zusammengestellt. Da hier nicht von Belang, wurden die Vorzeichen der Wichtungsfaktoren α weggelassen. Ihr Absolutwert von α zeigt das Gewicht der Variablen in der vorliegenden Bedingung.

Diskussion der Ergebnisse

Die Spalte der Wichtungsfaktoren α zeigt, dass die Nutzlast Q zusammen mit ihrer Modellunschärfe M_Q das Bemessungsproblem bei weitem dominiert. Das ist auch aus den Bemessungswerten x^* ersichtlich, die – mit Ausnahme der Werte für Q und M_Q – praktisch nicht von den Erwartungswerten abweichen.

Zunächst soll deshalb der in Tabelle 1 dargestellte Zahlensatz diskutiert werden. Dabei steht die Frage im Vordergrund, ob die in den Normen des SIA festgelegten Kennwerte der Lasten und Festigkeiten und die entsprechenden Partialfaktoren γ_G , γ_Q und γ_R diesen spezifischen Fall angemessen erfassen. Dann sollen die Untersuchungen auf die Variation der Parameter der Einwirkung Q ausgedehnt werden.

ZU DEN PARTIALEFAKTOREN DER KONVENTIONELLEN BEMESSUNG

Der Lastfaktor γ_G^*

Der diesem speziellen Fall angemessene Partialfaktor γ_G^* ergibt sich als Quotient der Bemessungswerte x^* und den zugehörigen Kennwerten von H und RL zu

$$\gamma_G^* = 298 \cdot 25.2 / 300 \cdot 25 = 1.001$$

Wie man erkennt, heben sich die beiden Einflüsse auf G , nämlich die Abweichungen der Bemessungswerte der Plattendicke H und deren Raumlast RL von den entsprechenden Kennwerten, praktisch auf. Dieses Resultat darf natürlich nicht verallgemeinert werden. Ständige Lasten, die zum Widerstand des Querschnitts nichts beitragen, haben natürlich einen Lastfaktor, der deutlich über 1 liegt. Nur in seltenen Fällen erreicht er jedoch den in der Norm vorgesehenen Wert von 1.3.

Der Lastfaktor γ_Q^*

Der diesem speziellen Fall angemessene Lastfaktor γ_Q^* ergibt sich als Quotient der Bemessungswerte x^* und den zugehörigen Kennwerten von Q und M_Q . Dabei muss beachtet werden, dass die Last Q mit ihrer 97%-Fraktile von 10 kN/m^2 in die konventionelle Berechnung eingeht. Es ergibt sich demnach

$$\gamma_Q^* = 21.7 \cdot 1.19 / 10 \cdot 0.9 = 2.87$$

Dieser Faktor ist ganz erheblich grösser als der in der Norm SIA 160 vorgesehene Wert von 1.5. Man kann daraus schliessen, dass dieser Faktor in vielen Fällen zu klein ist, obwohl er sich bereits auf die 97%-Fraktile bezieht und nicht auf den tiefer liegenden Erwartungswert.

Der Widerstandsbeiwert γ_R^*

Der diesem speziellen Fall angemessene Widerstandsbeiwert γ_R^* ergibt sich als Quotient der Kennwerte der verschiedenen Variablen des Widerstandsmodells von den entsprechenden Bemessungswerten x^* . Dabei muss die Stellung der einzelnen Grössen in der Formel für den

Biegewiderstand R beachtet werden. Es ergibt sich unter Bezug des Bemessungswerts des Hebelarms der inneren Kräfte

$$z^* = (298-42) \cdot (1-0.5 \cdot 3089 \cdot 523 / 1000 \cdot (298-42) \cdot 0.7 \cdot 32) = 220 \text{ mm}$$

und der Formeln (3) und (7) mit

$$\gamma_R^* = 3142 \cdot 215 \cdot 460 / 0.97 \cdot 3089 \cdot 220 \cdot 523 = 0.901$$

ein geradezu paradoxes Ergebnis: der in diesem Fall zutreffende Widerstandsbeiwert ist kleiner als 1. Die den vorstehenden Ausdruck dominierende Grösse ist hier die Fließspannung der Bewehrung, deren konventioneller Bemessungswert mit 460 N/mm^2 wesentlich tiefer liegt als das sich aus der probabilistischen Berechnung ergebende Wert von 523 N/mm^2 . Auch hier darf man natürlich nicht verallgemeinern: Dieses paradoxe Ergebnis ist im vorliegenden Fall eine Folge der Dominanz der Nutzlast Q im Bemessungsproblem.

Ein erster Schluss

An dieser Stelle lässt sich eigentlich nicht viel mehr sagen als dass die für diesen Bemessungsfall zutreffenden Partialfaktoren in mehr oder weniger krasser Weise von den in der Norm vorgesehenen Werten abweichen. Ursache ist die für viele Bemessungsprobleme nicht untypische Dominanz der Nutzlast Q. Ein Trost bleibt: die konventionelle Bemessung hat trotz dieser Dominanz zu einer Bemessung geführt, die man im probabilistischen Sinne als vernünftig und ausreichend bezeichnen kann. Im übrigen: was hier für das schweizerische Normenwerk ausgesagt wird, gilt – mit vernachlässigbaren Unterschieden – auch für die Eurocodes.

VARIATION DER PARAMETER DER EINWIRKUNG Q

Für die Festlegung der Parameter der Nutzlast Q gibt es bei gegebener 97%-Fraktile natürlich keine eindeutige Lösung. Ein grösserer Erwartungswert μ_Q führt mit einer entsprechend kleineren Standardabweichung σ_Q bzw. Variationskoeffizient v_Q zum gleichen Fraktilwert.

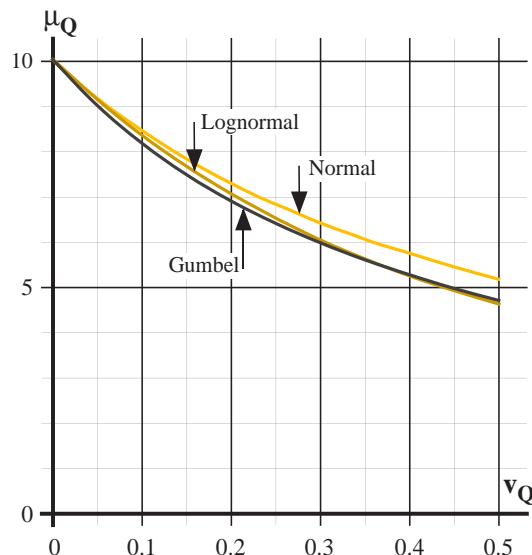


Fig. 1 – Erwartungswerte μ_Q der Einwirkung Q in Funktion ihres Variationskoeffizienten v_Q für verschiedene Verteilungstypen

Auch ist die Wahl einer Gumbel-Verteilung nicht zwingend. Man hätte – je nach Charakteristik der Einwirkung – auch andere Verteilungstypen wählen können. Eine Variation dieser Parameter soll die entsprechenden Einflüsse und Auswirkungen zeigen.

Die Figur 1 zeigt die Kombinationen von Erwartungswert μ_Q und Variationskoeffizient v_Q der Last Q, die zur gleichen 97%-Fraktile von 10 kN/m^2 führen, und zwar für verschiedene denkbare Verteilungstypen.

Die Figur zeigt, dass der Typ der Verteilungsdichte, also deren Form, keine grosse Rolle spielt. Insbesondere ist erkennbar, dass – in dieser Hinsicht – die Gumbelverteilung und die Lognormalverteilung praktisch gleichwertig sind.

Figur 2 zeigt die zugehörigen Sicherheitsindices β_{HL} . Sie macht klar, dass schon für kleine Variationskoeffizienten v_Q der Typ der Verteilung eine entscheidende Rolle für den Sicherheitsindex β_{HL} und damit auch für die Versagenswahrscheinlichkeit p_f spielt. Auch zeigen hier die Kurven für die drei untersuchten Verteilungen einen durchaus

unterschiedlichen Verlauf. Um es noch einmal klarzulegen: Wir untersuchen hier eine Reihe von Bemessungsfällen, die nach den gültigen Normen des SIA zu einer identischen Bemessung führen und von denen man folgerichtig gemeinhin annimmt, dass sie gleich sicher seien. Das ist eindeutig nicht der Fall. Das Sicherheitsniveau korrekt nach Norm bemessener Tragwerke ist je nach Charakter der Lasten und Einwirkungen erheblich verschieden.

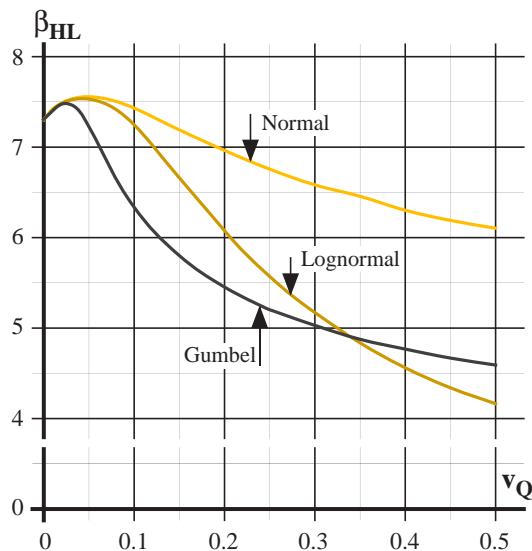


Fig. 2 – Sicherheitsindex β_{HL} in Funktion des Variationskoeffizienten v_Q der Einwirkung Q für verschiedene Verteilungstypen

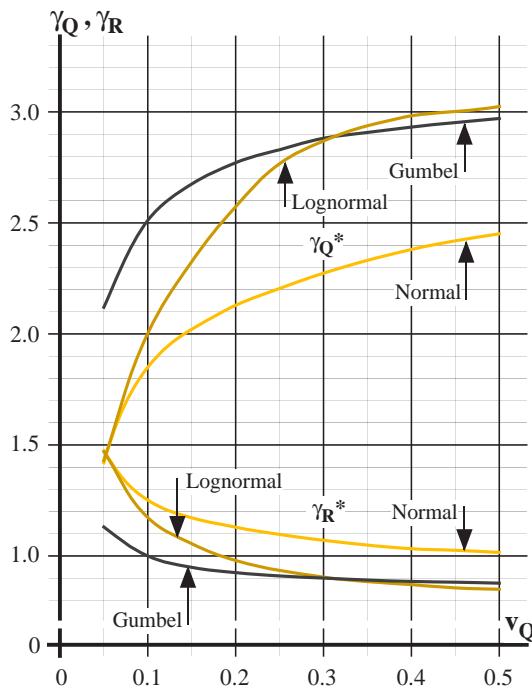


Fig. 3 – Die Partialfaktoren γ_Q^* und γ_R^* in Funktion des Variationskoeffizienten v_Q der Einwirkung Q für verschiedene Verteilungstypen

Die wesentliche Erkenntnis hieraus ist, dass bei der Anwendung probabilistischer Methoden die Verteilungstypen normativ festgeschrieben werden müssen, sollen die Ergebnisse vergleichbar sein. Auf die Tatsache, dass dies insbesondere auch bei der Entwicklung einer probabilistischen Norm (wie sie das weiter vorne erwähnte JCSS anstrebt) beachtet werden muss, ist in diesen Kreisen nicht neu, siehe z.B. [1].

Die Figur 3 schliesslich zeigt die Partialfaktoren γ_Q^* und γ_R^* in Funktion des Variationskoeffizienten v_Q der Nutzlast Q für verschiedene Annahmen bezüglich deren Verteilungstyp.

Auch hier wird deutlich, dass nur für ausserordentlich kleine Variationskoeffizienten die Normwerte von 1.5 bzw. 1.2 einigermassen vernünftig erscheinen. Für grössere v_Q steigt der Lastfaktor γ_Q rasch an und ist stark vom Verteilungstyp abhängig. Der Widerstandsfaktor γ_R hingegen sinkt je nach Verteilungstyp mehr oder weniger rasch – unter den Wert von 1 ab. Woher dies kommt, wurde weiter vorne erklärt: der von der Norm SIA 162 festgelegte Rechenwert der Fließspannung der Bewehrung liegt mit 460 N/mm^2 soweit unterhalb des Erwartungswerts von 550 N/mm^2 , dass das nur mit einem Widerstandsfaktor kleiner als 1 kompensiert werden kann.

SCHLUSSFOLGERUNGEN

Sind nun die Angaben und Vorschriften der Normen des SIA (oder der Eurocodes) unzutreffend, oder das hier skizzierte probabilistische Bild dieser Bestimmungen? Beide sind richtig. Die Norm, insofern als sie zu einer normgerechten und damit als sicher bezeichneten Bemessung führt, und das probabilistische Bild, als es aufzeigt, dass die Beachtung der Normen keine Gewähr für ein einheitliches Sicherheitsniveau bietet.

Eines jedoch ist offensichtlich: Es ist sinnvoll, Lasten und Einwirkungen und insbesondere deren Charakteristik genauer anzuschauen und zutreffender zu erfassen, bei der individuellen Bemessung, aber auch im Normenwerk, sowohl im schweizerischen als auch in den Eurocodes. Das ruft nach vertiefter Last- und Einwirkungsfor- schung.

LITERATUR

- [1] Ditlevsen, O. and H.O. Madsen: "Proposal for a Code for the Direct Use of Reliability Methods in Structural Design", JCSS Working Document, published by IABSE, Zurich, 1989
- [2] Hirt, M.A., Vorsitzender der Kommission SIA 160: Persönliche Mitteilung
- [3] JCSS: "Probabilistic Model Code", Draft 1998, under preparation, not yet published
- [4] Petschacher, M: "Programm VaP for Windows", vertrieben vom IBK der ETH Zürich, 1996
- [5] Schneider, J. und Schlatter, H.P.: "Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen – Grundwissen für Ingenieure"; vdf/Teubner Verlag, 2. Auflage, Zürich, 1996

ERWARTUNGEN AN DIE BAUINFORMATIK AUS DEM KONSTRUKTIVEN INGENIEURBAU

T. Vogel¹

ZUSAMMENFASSUNG

In einem ersten Teil werden einige Aspekte der heutigen Situation in der Schweizer Bauwirtschaft aus der Sicht der Industrie, der Ingenieurbüros und der Bauherren geschildert. Am Beispiel eines zukünftigen Bau- und Umnutzungsprojekts werden neue Ansätze in Planung, Projektierung und Ausführung beschrieben, die auf der Bauinformatik basieren.

In einem zweiten Teil werden Bedürfnisse der Lehre und Forschung an die Bauinformatik formuliert, die einerseits nach einem neuen Lehrmittel, andererseits nach einem neuen Forschungsinstrument rufen und die sich beide auf die Errungenschaften der Informatik stützen.

SCHLÜSSELWÖRTER

Baustatik, Bewehrungsplan, Datenmengen, Erhaltung, individuelles Lernen, Tragreserven, virtual reality.

EINLEITUNG

In der Bauinformatik treffen zwei höchst unterschiedliche Disziplinen zusammen: einerseits die relativ neue und schnellebige Informatik, andererseits die traditionelle Bauindustrie mit ihrer niedrigen Innovationsrate, aber gewohnt, Werte für Jahrzehnte und Jahrhunderte zu schaffen.

Es soll versucht werden, einige Aspekte aus Baupraxis, Lehre und Forschung, die dem Verfasser nahestehen, kritisch zu betrachten und zu versuchen, Entwicklungen zu beschreiben, zu denen die Bauinformatik einen wesentlichen Beitrag leisten könnte. In jedem der drei Bereiche soll ein fiktives Beispiel die Vision illustrieren. Das erste Beispiel ist auf der Zeitachse fixiert, jedoch nur um niemanden zu erschrecken und die enthaltene Kritik etwas zu dämpfen. Die beiden andern Beispiele sind zeitlich nicht fixiert, das heisst, ihre Umsetzung könnte morgen beginnen.

¹ Professor für Baustatik und Konstruktion, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH, Zürich, Schweiz

DIE AUSGANGSLAGE DER BAUPRAXIS

Situation der Bauindustrie

In den letzten 25 Jahren zeichnete sich die Schweizer Bauwirtschaft unter anderem durch folgende Entwicklungen aus.

Die Kosten der Baumaterialien blieben dank dauernder Rationalisierung praktisch konstant. Dieser Rationalisierungsdruck führte zu einer starken Konzentration in der Baustoffindustrie, so dass zum Beispiel für Zement und Bewehrungsstahl sowie in der Bauchemie nur wenige Anbieter übriggeblieben sind.

In den Bauunternehmungen wurde die Rationalisierung durch Mechanisierung erreicht. Der Lohndruck führt zu einem tiefen Ausbildungsniveau auf der Baustelle. Einzig in der Arbeitsvorbereitung lohnen sich gut ausgebildete Leute, die die Rationalisierung weiter vorantreiben. Die Betriebe sind weitgehend gewerblich strukturiert, es bestehen Überkapazitäten und die Strukturbereinigung hat erst begonnen.

Im Massivbau wird der Grossteil der Arbeitsleistung auf der Baustelle erbracht; Bewehrungen werden von Hand verlegt, Halbfabrikate wie Netze und Bewehrungskörbe sind nur für Spezialanwendungen wirtschaftlich. Vorfabrikation leidet unter einem schlechten Ruf infolge Fehlern aus der Hochkonjunktur und abschreckenden Beispielen aus dem ehemaligen Ostblock. Ausserdem ist sie schlecht vereinbar mit dem landesüblichen Perfektionismus und den komplizierten Grundrissgeometrien, die zum Teil bereits durch Grundstückformen und Baulinien vorgegeben sind. Im Stahl- und Holzbau haben es einzelne Unternehmen geschafft, in der Montagebauweise computergestützte Planungs- und Fertigungsmethoden zu integrieren.

Das Neubauvolumen nimmt weiter ab und wird nur teilweise durch Erneuerungen ersetzt. Bei Investitionen in bestehende Bausubstanz wird wenn möglich das Tragwerk nicht angeastet, sondern das Schwerpunkt auf Wärmedämmung und Komforterhöhung gelegt. Sind Eingriffe in die Tragstruktur nötig, erfordert der tiefe Wissensstand über das Bestehende bisweilen ad hoc Lösungen auf der Baustelle.

Situation der Ingenieurbüros

Die Ingenieurbüros bekamen zwar schon vor der offiziellen Deregulierung der Honorare den Kostendruck zu spüren; dieser geht jedoch unvermindert weiter. Dadurch und angesichts des sinkenden Anteils der Materialkosten gerät der einstige Stolz des Ingenieurs zu bemessen, das heisst zugunsten des Bauherrn den Materialverbrauch zu minimieren, verloren. Nur ein Wertewandel durch Berücksichtigung neuer, umweltrelevanter Faktoren wie des Energieverbrauchs oder der Entsorgungskosten kann diesen Trend umkehren.

Im Stahlbetonbau ist zudem eine Detaillierungstiefe üblich, die bei keiner anderen Arbeitsgattung und auch nicht in andern Ländern üblich ist. Auch mit Hilfe von CAD dauert das Zeichnen eines Bewehrungsplanes oft länger als das anschliessende Verlegen der Bewehrung. Dazwischen werden die Stahllisten beim Stahlhändler immer noch zuhanden des Schneide- und Biegeautomaten abgetippt.

Die Erhaltung von Tragwerken ist für viele Ingenieure zu einem wichtigen Standbein geworden. Die knappen Unterhaltsbudgets der Bauherren werden langfristig diejenigen Ingenieure bevorzugen, die Tragreserven auszunützen vermögen und so Verstärkungen verhindern können. Dies ist nur möglich, wenn das Tragwerk umfassend und zuverlässig dokumentiert ist und wenn die Einsparungen, die mit der Übernahme von Verantwortung verbunden sind, angemessen honoriert werden.

Situation der Bauherren

Auf Bauherrenseite zeichnet sich eine Entflechtung der verschiedenen Funktionen ab, die früher unter dem Begriff des Bauherrn subsummiert wurden.

Der Eigentümer ist bisweilen lediglich ein Investor, der auf die Endlichkeit des überbaubaren Raumes setzt. Der Bewirtschafter organisiert die Nutzung und stellt die Erhaltung sicher, indem er die Nutzungsdauern der verschiedenen Gebäudeteile optimiert. Der Nutzer schliesslich bleibt als Mieter flexibel und kann sich wechselnden Bedürfnissen schnell anpassen.

Das Bewirtschaften von Immobilien, auch Facility Management genannt, hat sich somit zu einer eigenständigen Funktion entwickelt. Produktionsbasis ist nicht das Gebäude selbst, sondern das Wissen, das heisst die Daten darüber. Werden diese elektronisch gespeichert, haben sie infolge der rasch ändernden Technologie eine kürzere Nutzungsdauer als die kurzlebigsten Bauinvestitionen und müssen somit ebenfalls unterhalten und erneuert werden.

MÖGLICHE ENTWICKLUNGEN IN DER BAUINDUSTRIE

Verglichen mit andern Industrien muten gewisse geschilderten Zustände geradezu anachronistisch an. Bedingt durch die kleine Wertschöpfung und die grossen, involvierten Massen besteht ein gewisser Distanzschutz, so dass sich auch in einem deregulierten Markt nicht so schnell etwas ändern wird. Trotzdem wird die Bauwirtschaft nicht darum herum kommen, die Möglichkeiten der Informatik konsequenter zu nutzen und zu integrierten Lösungen über den gesamten Bauprozess zu kommen. Es soll versucht werden, an einem fiktiven, aber naheliegenden Beispiel einige dieser Lösungen zu skizzieren.

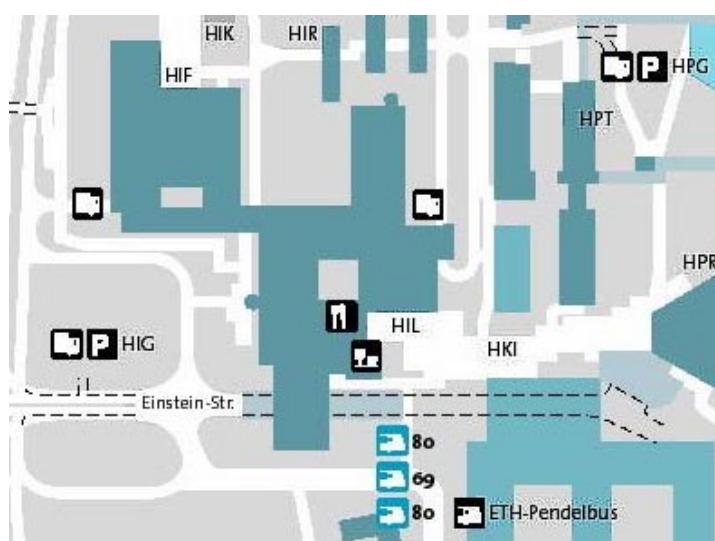


Fig. 1 – Die Gebäude der Bauwissenschaften der ETH auf dem Hönggerberg

Infolge der rigorosen Beschränkungen des Hochschulareals soll auch die zulässige Gebäudehöhe konsequent ausgenützt werden.

Mittels einer digitalen Ausschreibung auf dem Nachfolgesystem des Internet wird ein Planungsteam, bestehend aus Architekt, Bauingenieur und Haustechnik-Ingenieur gesucht mit dem Auftrag,

- das Gebäude HIL abzubrechen, zu entsorgen und durch einen zeitgemässes Lehrgebäude zu ersetzen,

Das Projekt

Im Jahre 2020 entscheidet die Schulleitung der ETH Zürich auf Antrag des Vizepräsidenten für Planung und Logistik, die Gebäude HIL und HIF auf dem Hönggerberg einer umfassenden Gesamterneuerung zu unterziehen (Fig. 1).

Eine Planungsstudie hat ergeben, dass das HIL nur mit grossem Aufwand auf ein energieparendes Haustechnikkonzept umgerüstet werden könnte, das HIF jedoch durchaus noch genutzt werden kann, wenn auch die Labors mehrheitlich als Büros genutzt werden sollen.

- das Laborgebäude HIF instandzusetzen und den neuen Bedürfnissen anzupassen,
- die Forschungshalle HIF um zwei weitere Geschosse aufzustocken.

Die Abteilung Bauten der ETH hatte bereits um die Jahrtausendwende alle verfügbaren Gebäudedaten elektronisch erfasst und seither periodisch auf das jeweils neuste Speichermedium umkopiert. Diese Daten werden nun den Bewerbern gesamthaft zur Verfügung gestellt, wobei diese jedoch selbst auswählen müssen, was für sie in dieser Phase relevant ist.

Die Zeit, die den Bewerbern für die Ausarbeitung des Angebots zur Verfügung steht, ist wie gewohnt kurz. Was als Standardproblem erkannt worden ist, wird mittels Rückgriff auf eine umfassende Datenbank analog zu bereit bearbeiteten Fällen gelöst [1].

Das Planungsteam, das schliesslich zum Zuge kommt, kann zeigen, dass die vorgespannten Flachdecken des HIL [2] auch mit neuen, besser der natürlichen Belichtung angepassten Grundrissen und verändertem Stützenraster weitgehend weiterverwendet werden können.

Ein wichtiges Werkzeug des Bauingenieurs in dieser Phase ist ein Finite-Element-Programm, das mit vorhandener Bewehrung und vorgegebenen Lastkombinationen Traglasten berechnet. Da als Versagenskriterium durchwegs rechnerische Bruchdehnungen dienen, wird auch die Belastungsgeschichte näherungsweise berücksichtigt.

In der Folge soll nur der Umgang mit den Massivbauten genauer verfolgt werden.

Betonabbrüche geschehen in der Regel durch Plasmaschmelzen, d.h. lärmarmes Heraustrennen von ca. 10 t schweren Elementen, die abtransportiert und in einer stationären Anlage in Recyclingkies und Alteisen aufgetrennt werden. Die Lasten aus den dazu notwendigen mobilen Kranwagen auf den Flachdecken wurden ebenfalls mit dem erwähnten FE-Programm nachgewiesen; die Einhaltung der vorgeschriebenen Positionen wird mit dem weltweiten, satellitengestützten Positionierungssystem (GPS) überprüft.

Bei den Neubauten kommen zwei Verfahren zum Zuge:

Für einfachere Tragelemente wie Wände und untergeordnete Decken werden keine Bewehrungspläne erstellt, sondern lediglich Mindestbewehrungsgehalte aufgrund von Gebrauchstauglichkeitsüberlegungen vorgeschrieben. Auf der Baustelle wird mit Bewehrungsnetzen und -körben gearbeitet. Vor dem Zuschalen wird die Bewehrung mit einer Digitalkamera und nachgeschalteter Mustererkennungs-Software dokumentiert.

Für grössere Decken und Schubwände werden nach wie vor Bewehrungspläne erstellt. Zuerst werden die Bewehrungsquerschnitte vom FE-Programm berechnet und anschliessend die Grösse der Bereiche mit gleicher Position optimiert. Die Stahllisten werden codiert und elektronisch dem Stahlhändler übermittelt, ein Verfahren, das vom SIA bereits 1972 geregelt wurde, sich damals aber nicht durchsetzen konnte [3]. Obwohl die Schnittstelle zum digitalen Bewehrungsplan besteht, wird auf das Verlegen der Bewehrung mit dem für den Tunnelbau entwickelten Verlegeroboter vorläufig verzichtet, da auf Hochbaubaustellen mit Arbeitskräften der verschiedensten Firmen die Unfallgefahr zu gross ist. Für komplizierte Details hat sich die Anwendung der Virtual Reality bewährt, indem im Cyberspace abgeklärt werden kann, ob die gewählte Verlegereihenfolge überhaupt möglich ist und ob der Beton eingebracht und verdichtet werden kann.

Die Nachbehandlung der frisch betonierten Decken basiert auf der Minimierung der Schwindspannungen: Sprinkler werden mit Feuchtigkeitssensoren so gesteuert, dass sie die Decken dauernd feucht halten, ohne die Baustelle zu überschwemmen.

DIE BEDÜRFNISSE DER HOCHSCHULE

Die Professur für Informatik im Ingenieurwesen wirkt primär gegen aussen, das heisst durch eigene Lehre und Forschung zu Gunsten der Praxis. Trotzdem bestehen auch interne Bedürfnisse, die in der Lehre nicht unbedingt ingenieurspezifisch sind, aber natürlich zuerst an die Fachleute im Haus herangetragen werden.

IN DER LEHRE

Eine univeritäre Lehre muss ihre Stärke in den Grundlagen haben, dem Wissen, dessen Halbwertszeit länger ist als bei anwendungsbezogenem Fachwissen und dessen Erwerb hinterher nur schwer nachgeholt werden kann. Nebst dem Wissen braucht es aber auch ein gewisses Können, zumindest in den Kerndisziplinen. Dieses erwirbt man sich nur durch eigenes Tun. Sowohl beim Erwerb von Wissen als auch von Können sind die Lerntempi extrem unterschiedlich. Ein Unterricht im Semester- oder Gruppenverband tendiert zu einer Nivellierung gegen unten, frustriert die Guten und Schnellen und erlaubt den Schwachen trotzdem nicht zu folgen. Deshalb müssen in den Grundlagenfächern die Möglichkeiten des individuellen Lernens verbessert werden. Dies erlaubt auch, Rückstände, die durch Krankheit, Militärdienst oder andere Abwesenheiten entstanden sind, aufzuholen.

Als Vision soll ebenfalls ein dem Verfasser naheliegendes Instrument geschildert werden:

Die Baustatik-CD-ROM

Die Baustatik-CD-ROM basiert auf einem neu erschienenen Lehrbuch, das die linear-elastische und die starr-plastische Stabstatik sowie die elastische Platten- und Scheiben- sowie die plastische Gelenklinientheorie umfasst.

Sie umfasst folgende Teile:

- Ein als Hypertext aufgebauter Theorieteil mit illustrierenden Beispielen.
- Ein Lernprogramm zu den grundlegenden Begriffen und Methoden.
- Ein animierter Versuchsmodul für Stabtragwerke, der die Belastung einfacher Systeme und die simultane Darstellung von Zustandslinien und Verformungen erlaubt.
- Ein animierter Versuchsmodul für elastische Platten und Scheiben, der bei Belastung Spannungszustände in Haupttrajektorien- oder Isoliniendarstellung zeigt.
- Ein Kinematikmodul, der die Visualisierung von Verschiebungszuständen von Stabtragwerken und Platten erlaubt.
- Eine Sammlung von Aufgaben, von denen die Lösungen nicht gezeigt, sondern für welche lediglich vorgeschlagene Lösungen bestätigt oder verworfen werden können.

Mit dem Lernprogramm kann unter anderem eine exakte Ausdrucksweise geschult werden. Die Animationen sollen das qualitative Erfassen des Kräfteflusses erlauben und keine Berechnungsprogramme ersetzen. Das Lösen der Aufgaben schliesslich verlangt ein aktives Anwenden des Gelernten.

IN DER FORSCHUNG

Ein wichtiges Thema in der experimentellen Forschung sind die riesigen Datenmengen, die durch moderne Techniken erzeugt werden und verarbeitet und gespeichert werden müssen. So erzeugen z. Bsp. Deformettermessungen vielleicht 10 Real- plus 30 Integerzahlen pro Minute, d. h. etwa 200 Bytes; ein Videoextensometer erlaubt heute die Aufnahme eines Verschiebungsfeldes von 300 x 300 mm mit 6 x 7 Messpunkten à je zwei Richtungen und erzeugt pro Messung 500 KBytes. Das Messintervall kann statt einer Minute jedoch auch eine Hundertstel Sekunde betragen. Trotzdem ist der Einsatz von bildgebenden Verfahren sinn-

voll, kann damit doch das leistungsfähigste Interface zwischen Maschine und Mensch, der menschliche Gesichtssinn, angesprochen werden. Um so wichtiger ist eine gute Auswahl der weiterverwendeten Bilder, eine Hervorhebung des Wichtigen durch entsprechende Wahl von (Falsch-)Farben und Kontrasten sowie eine möglichst objektive Interpretation.

Ebenfalls als Vision soll ein mögliches Projekt aus dem Forschungsgebiet des Verfassers geschildert werden.

Die virtuelle Brücke

Brücken sind wichtige Tragwerke, die ihren Dienst während Jahrzehnten bis Jahrhunderten erfüllen müssen. Im Rahmen der Erhaltung werden sie periodisch inspiziert, in erster Linie visuell. Die Ergebnisse werden subjektiv erfasst, notiert und ungefähr lokalisiert. Dies erschwert eine Korrelation der über Jahrzehnte gesammelten Informationen. Der Einblick ist ohnehin auf Oberflächen begrenzt und zudem oft durch einen schwierigen Zugang und schlechte Lichtverhältnisse erschwert.

Wenn nun alle diese Oberflächen durch einen Roboter genau definiert beleuchtet, visuell abgetastet und aufgezeichnet werden, kann nach Bearbeitung der Daten (Entzerrung, räumliche Zuordnung) ein Abbild des Tragwerks erstellt und periodisch reproduziert werden. Solche Verfahren werden im Tunnelbau bereits heute angewendet [4].

Andere Methoden zur Zustandserfassung sind nur dann geeignet, um eventuelle Schäden zu lokalisieren, wenn sie ebenfalls flächendeckend und zerstörungsfrei sind. So ist es denkbar, Potentialfeldmessungen, Infrarot-Thermographie und Georadar zu verwenden. Ein vollständiges Bild entsteht bei Überlagerung aller angewandten Verfahren.

Werden nun diese Oberflächen zu einem räumlichen Körper kombiniert und in einem virtuellen Raum projiziert, ist jederzeit eine Inspektion der virtuellen Brücke ohne Rücksicht auf Schwerkraft, Wind und Wetter, Tageslicht und Verkehrsteilnehmer möglich.

SCHLUSSFOLGERUNGEN

Die aufgezeigten Visionen sollen dem Jubilar aufzeigen, wo die Erwartungen eines Kollegen liegen. Finite Elemente kommen zwar immer noch vor, ihre Faszination hat jedoch stark abgenommen, sie sind selbstverständlich geworden.

LITERATUR

- [1] Johansson P., Edlund B., 1997: „Case-Based Structural Design - reusing design calculation documents.“ Worldwide ECCE Symposium "Computers in the Practice of Building and Civil Engineering" Lahti, Finland, pp. 122-126.
- [2] Schalcher & Partner, 1974: „Lehrgebäude der ETH Hönggerberg, Zürich/Schweiz“ in „Spannbeton in der Schweiz“, *Dokumentation zum 7. FIP-Kongress 1974*, Technische Forschungs- und Beratungsstelle der Schweizerischen Zementindustrie, Willegg, pp 43-45.
- [3] SIA 165, 1972: „Anwendung von Standardformen und -listen für die Verarbeitung von Armierungsstählen“, *Empfehlung*, Schweizer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 44 pp.
- [4] Röshoff K., Meixner J., Wiesler A., 1998: „Laser Scanning for Tunnel State Assessment“, *Proceedings IABSE Colloquium 'Tunnel Structures'*, Stockholm June 4-6, 1998, International Association of Bridge and Structural Engineering, Vol. 78, pp. 457-468.

TEACHING THE FINITE ELEMENT METHOD

S. Armanini¹ and E.G. Prater²

ABSTRACT

Firstly, recognition is given to Professor Edoardo Anderheggen's contributions to teaching the finite element method (abbreviated hereafter to FEM) at the ETH Zurich (ETHZ). Then the origins of FEM and early developments in the matrix methods of structural analysis are briefly traced. In the case of structural engineers a good starting point for understanding FEM is to consider the computer analysis of framed structures. This helps them to see beyond an FE program as just a black box. The didactic program SMIS has over the years served well for this purpose. Finally, a new JAVA version of SMIS is described in some detail.

KEYWORDS

Finite elements, matrix methods of structural analysis, JAVA programming language.

INTRODUCTION

Some of the more recent achievements of Anderheggen in research are indirectly honoured in several contributions to this volume. He, more than anyone else perhaps, can be credited with introducing FEM to the ETHZ, not only in his own field of structural engineering but also in the broader field of structural mechanics and later together with his research team by contributing significantly to FEM software development in other scientific fields. In this paper, however, it is Anderheggen's significant contributions to teaching FEM that are highlighted.

TEACHING THE FINITE ELEMENT METHOD

One of Anderheggen's first efforts was to implement the Fortran program SMIS (Symbolic Matrix Interpretative System) initially written in 1963 by E.L.Wilson [1]. This program is based on the direct stiffness method and conceived for the static and dynamic analysis of small complex structural systems. As a didactic tool the aim is to allow the user to perform a series of matrix operations under his direct control.

In the eighties the teaching platform at ETHZ changed from mainframes to personal computers and so in 1986 a new Pascal version of SMIS for the DOS operating system was written and used in teaching till 1998, when it was superseded by the JAVA-based version.

For many years the Macintosh was the primary teaching computer and so there was a need for software on this platform too. In keeping with Macintosh philosophy a user-friendly graphics-oriented program, MacBeams, for the statical analysis of plane frames was developed. In it the emphasis is on modifying with ease the structural properties (geometry, loading, etc.) and observing almost instantly the changes in the graphical output of bending moments, shear forces, etc. Later a more versatile MS Windows version, PC-Beams, was developed.

¹ Wissenschaftlicher Mitarbeiter, Institut für Bauplanung und Baubetrieb, ETH, Zürich, Schweiz

² Dr., Senior Scientist, Institute of Structural Engineering, ETH, Zurich, Switzerland

To illustrate the general principles of FEM, it is often applied to the single variable quasi-harmonic equation. This approach has also been adopted by Anderheggen in a lecture course offered to informatics students, which had a threefold goal. Firstly, to acquaint the students with the Fortran programming language, since it is so widespread in practice. Secondly, to introduce FEM by treating steady and non-steady state heat flow, covering more advanced concepts like isoparametric elements. Thirdly, starting from a basic program, it was extended to add several new features. In this way the student is acquainted with a typical FE program structure and the corresponding data structures. Later this lecture course was given in C.

The biggest of all Anderheggen's software development projects, started 20 years ago, was the general purpose FE system FLOWERS [2] for solving static/dynamic and linear/nonlinear problems in structural mechanics. Typical of such large systems, a comprehensive library of elements and material laws is made available to the user, who within limits can even implement his own material law. Perhaps one of the more novel aspects of the program at the time was its interactive capability in nonlinear analysis. Prominent among the material laws are those with linearised yield conditions. This stems perhaps from Anderheggen's earlier interest in optimisation techniques in plasticity. FLOWERS was subsequently introduced into the lecture to students in both civil and mechanical engineering and other disciplines and the lecture scripts [3] for students were expanded accordingly.

The main aim of the whole project was primarily to train in depth post-graduate students in FEM. This is only really possible when the program code has to be written by oneself. The project continued until 1990, with several dissertations, the last one on the nonlinear analysis of shell structures [4]. Then the development work ceased and a radical change in direction took place regarding the FEM development work: firstly, in changing from the Fortran to the C/C++ programming languages and, secondly, in producing highly efficient programs tailored to the solution of specific problems drawn from various research fields in applied science.

Nevertheless, FLOWERS, with its conspicuous railroad input diagrams, is still today a useful tool in teaching. It has been complemented, however, in recent years by the CUBUS software, written mainly by former doctoral students. These commercially available programs treat parts or components of a structure, e.g. plates, and they often incorporate ideas first implemented in FLOWERS, e.g. the free formulation elements [4]. Lastly, we should mention the program Statik-N [5], which is in fact an add-on to the CUBUS program STATIK widely used in practice. It facilitates a structural analysis in which plastic joints form in a framed structure.

ORIGINS OF THE FINITE ELEMENT METHOD

The heart of FEM is the approximation of the unknown function(s) of a field problem in physics using piecewise continuous functions over subregions. The first to adopt this approach was Courant [6] in 1943, while studying the problem of elastic torsion. Around that time others approximated 2-D elastic continua by a truss of simple elastic bar elements - the lattice analogy for plane stress. It was only in the early sixties, however, that the idea of treating field problems using piecewise approximations was further developed by Clough [7]. There followed an explosive development over the following 20 years, a key factor being the parallel growth in computer application, especially in the solution of a linear system of equations, to which FEM reduces after numerical approximation.

Matrix Methods of Structural Analysis

Before these developments got underway, however, the fifties saw a rapid growth in matrix methods for the structural analysis of framed structures. The early interest came from the aeronautical industry, pioneered by Argyris and co-workers with the first computer application being published in 1956. Parallel to this activity similar work was carried out in civil engineering, see for example [8]. Importantly, it was recognized that the analysis of statically indeterminate linear elastic structures lends itself to an organisation resulting in a set of linear simultaneous equations suitable for matrix methods of analysis and thus for computer solution. It was this approach which paved the way for the finite element method later.

To obtain a solution to the problem the structural analyst is faced with a choice, because two complementary methods of solution are available, both of which involve reducing the structure to its members and then recombining them:

The *flexibility* or *force* method in which equilibrium states are combined to give geometrical compatibility, whereby the redundant actions (e.g. axial forces and bending moments) or external reactions at supports are determined by introducing releases at points of redundancy. Subsequently, from static equilibrium the remaining actions and then the displacements can be calculated. Temperature changes, lack of fit (i.e. due to prestrains) and support displacements can be taken into account. The analyst selects the redundancies to be released.

The *stiffness* or *displacement* method, in which geometrically compatible states are combined to give equilibrium, whereby, by contrast to the above, the structure is restrained to suppress unknown rotations and displacements at the joints, and by considering the loads acting on the individual fixed-end members the corresponding end moments and forces can be found. Joint equilibrium equations are written in terms of stiffness coefficients to find the unknown joint rotations, displacements and subsequently the forces.

Both methods are valuable didactically. Subsequently, however, the *direct stiffness method* was developed allowing a more efficient and systematic computer solution. Here, to simplify the assembly process, member stiffness matrices for actions and displacements at the ends of a member are determined. If local displacements are referenced to the structure's global coordinates they coincide with the joint displacements. This requires the geometrical complications to be handled locally. The stiffness matrices are then assembled directly into the global stiffness matrix by direct summation without the need for an additional matrix multiplication [9]. Whereas in the original stiffness method the known displacement diagrams for fixed end beams were used, in the FE version of the direct stiffness method an element with more than two nodes can be considered, the local unknown displacement variables being approximated piecewise in terms of the nodal values using simple interpolation or so-called element shape functions, e.g. the cubic Hermitian function.

THE NEW PLATFORM-INDEPENDENT VERSION OF THE COMPUTER PROGRAM SMIS

Brief Description of the Program

As mentioned above, SMIS is conceived as a didactic tool based on the direct stiffness method for linear elastic plane frame structures. Its aim is to help the user grasp the fundamentals of matrix structural analysis as a preparation for understanding FEM. Certain advanced aspects like isoparametric elements are not treated, but SMIS's capabilities are not trivial, for besides statics, it can handle dynamics (eigenfrequencies and mode shapes) and the second order problem of buckling. The latest version of the program is intended to be platform-independent, i.e. with PC, UNIX and Internet versions, using JAVA as the programming language.

The user's first step is to input the geometrical, material/sectional and loading data for the structural members, which in general are beam elements subjected to axial loading. The corresponding element matrices (stiffness, mass, geometric stiffness) together with the load vectors are determined by the program. After assembly the resulting linear system of equations is solved for the nodal displacements, or, as the case may be, an eigenvalue problem is considered.

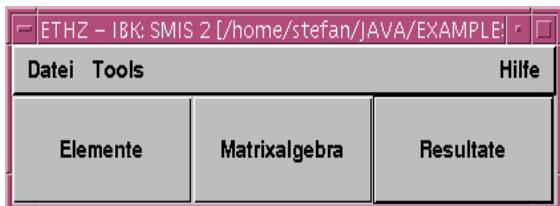


Fig. 1 - Main menu of SMIS

The main window of SMIS is shown in Fig.1, with three pop-down menus, *Datei (File)*, *Tools* and *Hilfe (Help)* and three buttons, *Elemente*, *Matrixalgebra* and *Resultate*.

Using *Elemente* the data for the members is input. The matrix operations are performed in *Matrixalgebra* and the results are presented graphically using *Resultate*.

Illustrative Example

To demonstrate SMIS's capabilities we consider a trussed frame bridge, Fig.2, with geometry, loading, as well as the FE model and the degrees of freedom. The structure is divided into 5 beam elements and 6 nodes, in each of which there are 3 degrees of freedom. Each member has its own local x-z coordinate system. In the case of elements 1 and 2 this also corresponds to the global X-Z coordinate system. It should be noted, however, that as the two members indicated by 1 have identical properties, also directionally, they are only defined once.

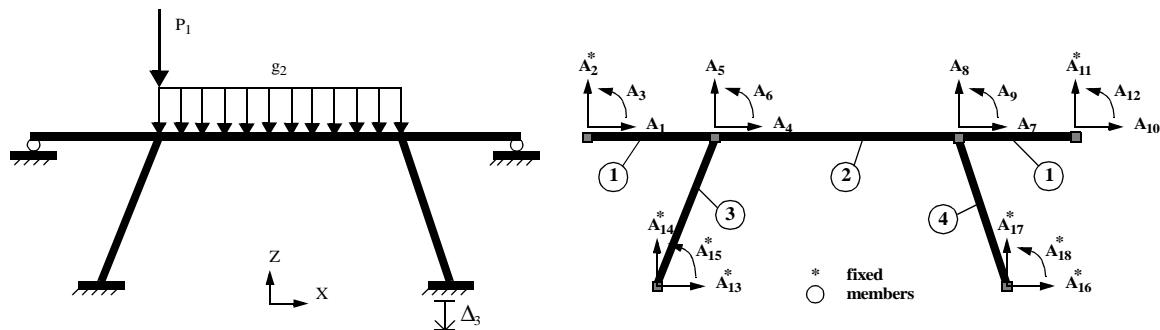


Fig. 2 - Trussed frame bridge with geometry, loading and member properties (left) with whole members chosen as elements, showing the degrees of freedom (right). A star signifies a fixed condition.

By selecting *Elemente* the data is input for the different elements. In Fig.3, e.g., the input scheme is shown for element 4. The fields on the right, *Elementname* etc., have to be filled in and the whole input data accepted. The local element matrices and vectors are then calculated by the program. The accumulative list is shown on the left side. At this stage the geometrical stiffness matrices, 3_kG and 4_kG , respectively, are listed. By clicking on 1_k , for example, the 6×6 local stiffness matrix for element type 1 would be displayed.

Elementeingabe:	
Matrizenliste:	Modell:
1_k 1_m 2_k 2_m 2_gz 3_k 3_kG 3_m 4_k 4_kG 4_m	<input checked="" type="radio"/> Fachwerk <input type="radio"/> Balken
	Elementname: 4
	delta-X: 4.0
	delta-Z: 7.0
	E-Modul: 2.1E7
	Flaeche: 1.2
	Traegheitsmoment: 0.02
	Last in Stabrichtung: 0.0
	Last senkr. zum Stab: 0.0
	Initiale Normalkraft: -1.0
	Verteilte Masse: 3000.0
Übernehmen	
Zurück zum Hauptmenue	
Koordinatendifferenz der Knoten in X - Richtung	

Fig. 3 - Input of data for element 4, with the total number of calculated matrices shown on left

On completing element input we return to the main menu and select *Matrixalgebra*, whereupon a window appears with the 12 buttons EDIT, MULT, SOLVE, DUPL, ADD, ADDSM, ADDSM2, ADDSM4, TRANS, SKMULT, EIGEN, FREQ. When one of these commands is chosen the window is enlarged, if necessary, to input the corresponding information.

The next step is to build the 18×18 global stiffness matrix K and the 3×18 load matrix F for the three load cases. By clicking on EDIT a new matrix (instead of selecting an existing one) can be created and given an appropriate name, say K .

Now it is a question of assembling the local stiffness matrices into the global stiffness matrix at the appropriate position. With the command ADDSM the window is enlarged and the space below allows adding the corresponding 6×6 submatrix to the main matrix. In our

example the element of type 1 applies to two members, so this operation would have to be carried out twice at the fields (1,1) and (7,7), respectively, see Fig.4.

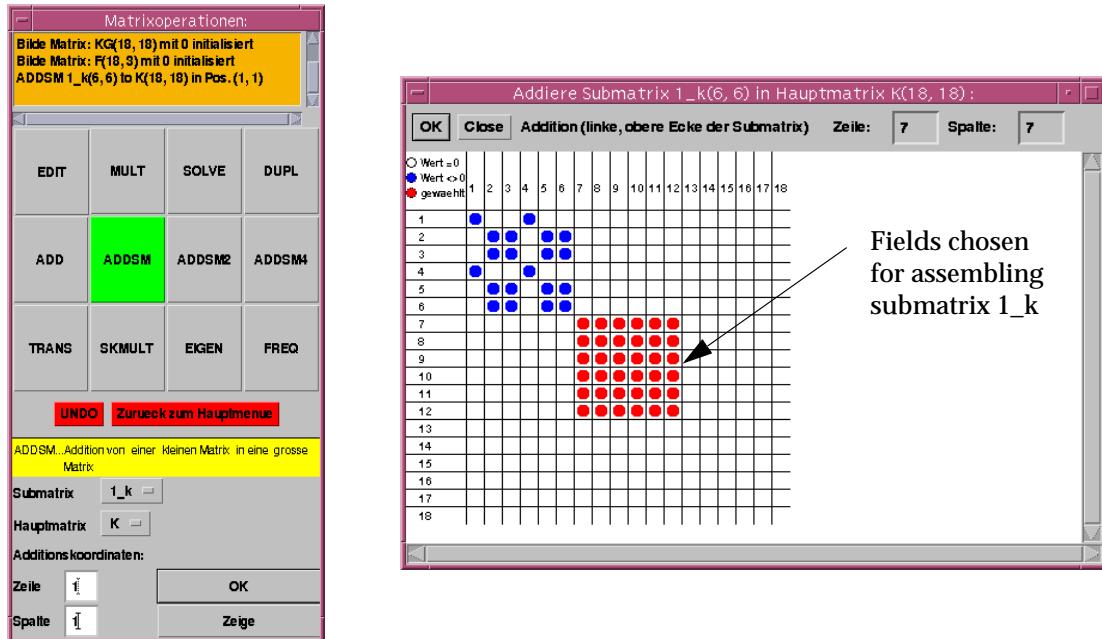


Fig. 4 - The ADDSM window for assembling the submatrix 1_k in K at $K(7,7)$, i.e. in columns/rows 7 to 12.

Once all the elements have been assembled K may be modified using the EDIT command, e.g. to deal with boundary conditions. The artifice of adding a relatively large number to the corresponding diagonal stiffness is shown in Fig.5 for the roller support (with vertical restraint) by modifying $K(2,2)$.

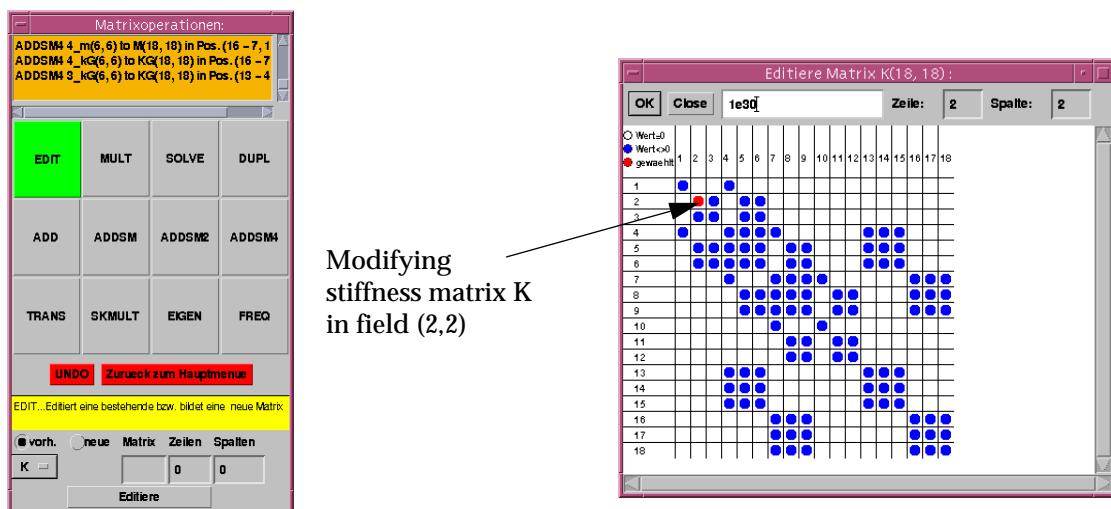


Fig. 5 - Editing K for a known boundary condition value.

The load values can be written to the load matrix F directly. Finally, the computation of the displacements for small deflection (1st order) theory is performed for the selected K and F using the SOLVE command, after a name (e.g. A) has been given to the resulting matrix. The matrix K is symmetric, regular and positive definite. The Gauss method is adopted for the solution of the system of linear equations.

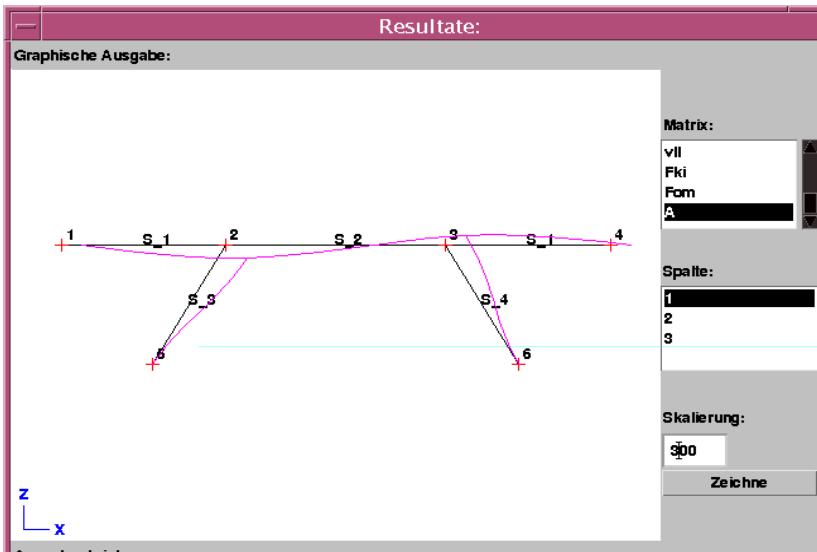


Fig. 6 - Graphical output of displacement

CONCLUSIONS

Although FEM software has become very commonplace nowadays, with many older programs having been smartened up with user-friendly GUIs, what goes on behind the scenes is still a mystery to many engineers. Users still need to understand how the problem is brought into a form suitable for computer solution. The program SMIS is still a good starting point for this purpose. To help, it too has been given a modern dress (menus, buttons, graphics, etc.) and programmed in JAVA, the language of the Internet.

ACKNOWLEDGEMENTS

Supervised by Professor Dr. E. Anderheggen the following persons were involved in coding the above mentioned teaching programs: P. Brunner (GUI of MacBeams), M. Schlaich (SMIS, Pascal version), S. Toulev (PC-Beams), Z. Despot (Statik-N), S. Arminini (SMIS, Java version). Those directly involved in the FLOWERS project are named in References 2 and 4.

REFERENCES

- [1] Wilson E. L., "SMIS Symbolic Matrix Interpretative System", *Report No. UC SESM 77-3*, Dept. of Civil Engineering, University of California, Berkeley, April 1963, modified January 1973
- [2] Anderheggen E., Bartelt P., Bazzi G., Elmer H., Friedrich T., Klemenz U., Maag H., and Theiler J. *FLOWERS User's Manual*, Institut für Informatik, ETHZ, 1985
- [3] Anderheggen E., et al, *Lineare Finite Element Methoden: Eine Einführung für Ingenieure*, Institut für Informatik, ETHZ, 1985; *Nichtlineare Finite Element Methoden: Eine Einführung für Ingenieure*, Institut für Informatik, ETHZ, 1986
- [4] Graber C., "Nichtlineare Analyse von Schalen mit linearisierten elastoplastischen Schnittkraft-Verformungs-Beziehungen", *Report No.5*, Professur für Informatik, ETHZ, July 1990
- [5] Despot Z., *Statik-N: Nichtlineare Berechnung und Traglastbestimmung ebener Rahmentragwerke*, Professur für Informatik, September 1992
- [6] Courant R., "Variational methods for the solution of the problems of equilibrium and vibration", *Bull. Amer. Math. Soc.*, Vol. 49, No. 6, 1943, pp. 1-43
- [7] Clough R.W., "The Finite Element Method in Plane Stress Analysis", *ASCE J. Struct. Div.*, Proc. 2nd Conf. Electronic Computation, 1960, pp.345-378
- [8] Morice P.B., *Linear Structural Analysis*, Thames and Hudson, London, 1959
- [9] Weaver W., and Gere J.M., *Matrix Analysis of Framed Structures*, 3rd Ed., van Nostrand Reinhold, New York, 1990

A FINITE ELEMENT SNOWPACK MODEL

Perry Bartelt and Walter Ammann¹

ABSTRACT

The Swiss Federal Institute for Snow and Avalanche Research (SLF) began to construct a network of high Alpine automatic weather and snow measurement stations in the Summer of 1996. Presently 50 stations are in operation. The stations measure wind, air temperature, relative humidity, snow depth, surface temperature, ground (soil) temperature, reflected short wave radiation and three temperatures within the snowpack. The measurements are transferred hourly to the SLF in Davos and the data are used to drive a finite-element based physical snowpack model. The model runs every hour and provides supplementary information regarding the state of the snowpack at the sites of the automatic stations. New snow amounts, settling rates, possible surface hoar formation, temperature and density profiles as well as the metamorphic development of the snowpack are all predicted by the model. The model is fully operational since the Winter of 1998/99 and will be used by local, regional and national avalanche forecasters.

KEYWORDS

Snowcover simulation, finite element method.

INTRODUCTION: PROFESSOR ANDERHEGGEN

In the 1970's, finite element programs were becoming an increasingly popular tool for engineering analysis. Large general purpose finite element codes – such as NASTRAN – were under intense development. These programs contained large element libraries and were primarily applied to solve linear elasticity problems in aerospace, mechanical and civil engineering. One such program, FLOWERS, was developed by Prof. Anderheggen in the early 1980's.

As the demands on the finite element method increased, for example to solve highly nonlinear problems, general purpose finite element programs proved to be inadequate. The program systems, already difficult to maintain, had to be continually expanded. This led to large, unwieldy – and expensive – programs. Also during this time, computer graphics improved immensely, simplifying the visualization of finite element results.

One of the first researchers to adopt a different approach was Prof. Anderheggen, who began developing special purpose programs that solved one – and only one problem. These programs were smaller and easier to use since the numerics and input/output was streamlined for a particular task. The programs were also much easier to maintain thus increasing the programs longevity. In this paper we present a program, SNOWPACK, that follows this "Anderheggen tradition".

¹ Corresponding author address: Perry Bartelt, Swiss Federal Institute for Snow and Avalanche Research (SLF), Flüelastrasse 11, CH- 7260 Davos Dorf, phone: +41 81 417 0170 fax: +41 81 417 0110 e-mail: bartelt@slf.ch.



Fig. 1a - Example of IMIS wind station on a mountain crest. Visible are the solar panel, the logger-transmission box and some sensors.

AVALANCHE WARNING

Avalanche warning with an ever increasing spatial and temporal resolution is required because of the increasing use of high Alpine areas by winter tourists and to further limit the number of victims and extent of damage in the case of catastrophic events such as during February 1999. Therefore, the Swiss Avalanche Warning Service in Davos is expanding its services to provide a daily forecast of avalanche danger on a national scale and several regional avalanche danger forecasts. The national forecast is now issued in the evening and is valid for the next day. The regional forecasts are issued in the early morning.

These forecasts can only be made based on an adequate knowledge of the snowpack status and the weather throughout Switzerland. Traditionally, the Swiss Avalanche Warning Service has observers who provide weather and snow cover information. This observer network suffers from the limitation of a small temporal and unrepresentative spatial distribution since they measure only once or twice per day and since they are typically located in Alpine villages below 2000 m a.s.l.

To overcome these limitations, automatic measuring stations have been placed throughout the Swiss Alps. These stations provide weather and snow cover information. The direct measurements at the stations are supplemented by model calculations. Certain important parameters such as new snow amount, settling rates, surface hoar and especially the internal structure of the snowpack can not be measured by these stations. The model calculations are needed to fill this gap. The model results together with the measurement data also serve as input parameters for local and regional avalanche forecast models which are currently under development at the SLF.

IMIS STATIONS

In the Summer of 1996, the Swiss Federal Institute for Snow and Avalanche Research (SLF) started to set up a network of high Alpine automatic weather and snow stations (IMIS¹) in cooperation with the Swiss mountain cantons. During the winter of 1996/97, the first 20 stations were already in operation. Since winter 1997/98, 50 stations are operational and another 20 stations are planned to be built until the summer of 1999. This network provides crucial additional information to the observer measurements.

An automatic IMIS station consists of a wind station situated on top of a mountain peak (Fig. 1a) and a snow station close to the wind station but on a rather flat site which is not directly exposed to the wind (Fig. 1b). The snow stations are located at altitudes of typical avalanche starting zones, i.e. between 1600 and 2700 m a.s.l. Measured parameters include wind, air temperature, relative humidity, snow depth, surface temperature, soil temperature, reflected

¹ German: Interkantonales Mess- und Informations-System



Fig. 1b - Example of IMIS snow station. Visible are among others the wind sensor on top and the ultrasonic snow depth sensor and the humidity / temperature sensor on the beam.

short wave radiation and three temperatures within the snow cover. The meteorological parameters are measured at the wind- and snow stations. The snow parameters are measured only at the snow stations. The stations operate autonomously using a battery and a solar panel. Therefore the sensors can not be heated or ventilated. Some measurement errors and data gaps occur because of this limitation. Experience gathered during the last two winters shows, however, that the operation of the stations remains stable and reliable for most of the winter season.

At the IMIS stations, a data logger stores the measurement values in thirty minute intervals. The transmission to the SLF takes place every hour via a radio signal and the telephone network. At the SLF, the data is centrally stored in a data base and from there immediately distributed to the local avalanche forecasters.

4. SNOWPACK CALCULATIONS

The snowcover at each station is simulated with a new numerical model, SNOWPACK, developed at the SLF. The goal of the model is to provide avalanche forecasters with additional information. A full, i.e. mathematical, description of the model is beyond the scope of this text. Here, we give a short description of the most practically relevant features.

Snow

In SNOWPACK, snow is modeled as a three-phase (ice, water and air) porous medium, characterized by the volumetric contents of each phase and the microstructural parameters sphericity and dendricity, grain radius, bond radius and a grain type marker. These parameters are considered *primary* microstructural parameters because temperature gradient (TG) and equi-temperature (ET) metamorphism routines determine the rates of change of these parameters over time. Additional microstructural parameters, such as the coordination number or the bond neck length are termed *secondary* since they are calculated from the volumetric contents and primary microstructural parameters. The metamorphism code is now under intense development. Wet and new snow metamorphism is presently not accounted for.

Numerical Solution

The model solves the instationary heat transfer and creep/settlement equations using a Lagrangian finite element method. At the snowcover surface, either the measured surface temperature is prescribed (Dirichlet boundary condition - DBC) or the meteorological

parameters are used to determine a surface heat flux containing sensible and latent heat exchanges and a net longwave radiation contribution (Neumann boundary condition - NBC). For measured snow surface temperatures below 0 °C the DBC is used. As soon as the snow surface temperature reaches 0 °C the model switches to the NBC. Shortwave radiation is modeled as a volumetric heat source. The intensity of the absorbed shortwave radiation decreases exponentially with distance below the surface.

Phase changes between the ice and water components are also accounted for as volumetric heat sinks (melting) and sources (refreezing). Meltwater is transported via a simple threshold procedure. The conservation of mass, momentum and energy is always strictly enforced in SNOWPACK.

Operational Use

Our strategy is to have an operational version of the model available at all times while working on the improvement of a new version. Thereby we receive valuable feedback from our users, i.e. the avalanche forecasters. A simple version of the model has been used operationally already in winter 1997/98. The operational version is connected to the central relational data base of the institute. Every hour, as the new measurements at the IMIS stations provide updated boundary conditions, the model calculates the snowpack status at the stations and writes the results back into the data base. Parameters stored are new snow depths and water equivalents, formation of surface hoar, surface run-off and a reduced set of profile information including temperature, density and grain type. This information is accessed and visualized by the avalanche forecasters at our institute. A smaller set of parameters is also transmitted together with the measured data (2.1) from the stations to approximately 120 local avalanche specialists, who are responsible for the safety of road, railway, residence area and ski area protection.

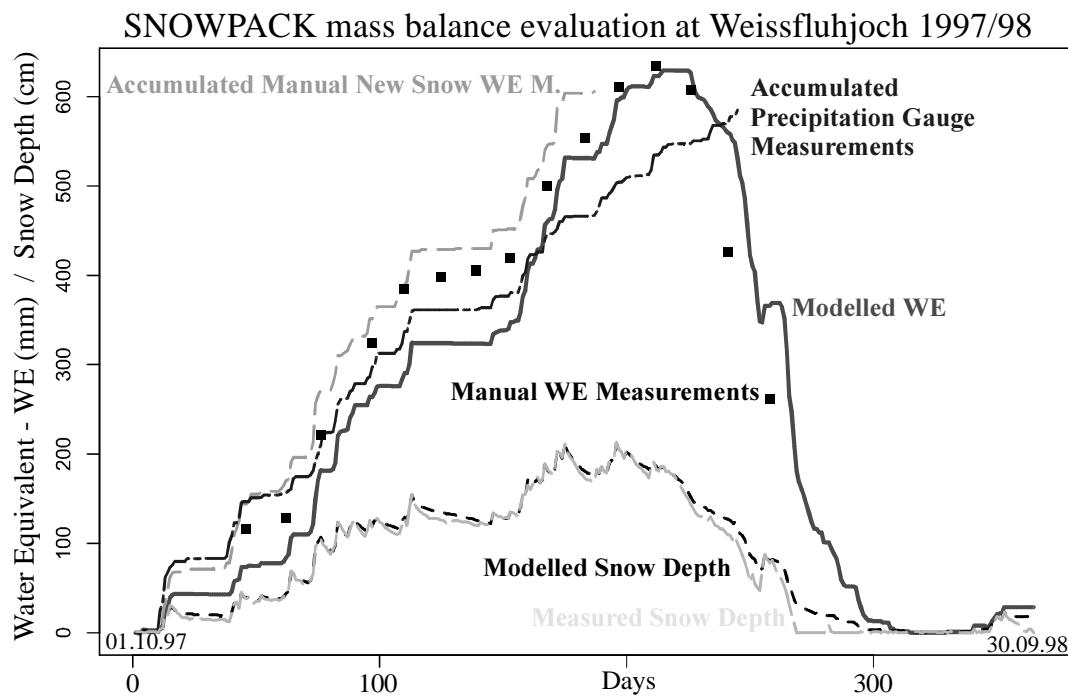


Fig. 2 - Evaluation of model mass balance against measurements on the Weissfluhjoch experimental site. The model total snow water equivalent (which is almost identical to the model accumulated new snow water equivalent) is compared against the manual accumulated new snow water equivalent measurements, the manual total snow water equivalent measurements and standard precipitation gauge measurements. Note that at the end of the period investigated the model underestimates the mass lost from ablation.

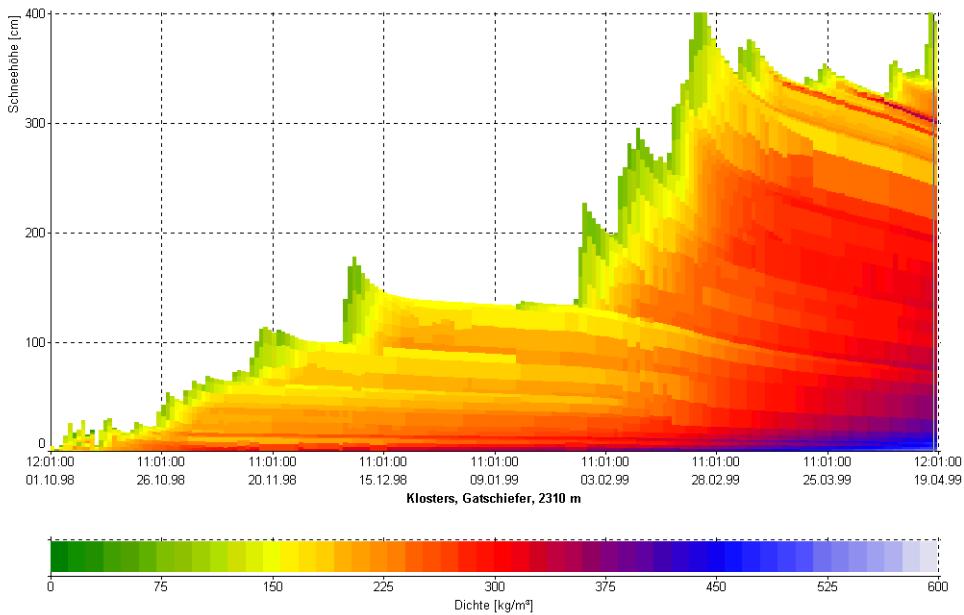


Fig. 3 a - Time evolution of density and snow depth for the station Klosters during the winter of 1998/99. Because of the link between viscosity and snow microstructure the layered structure of the snowpack is preserved. The figure is a copy of the operational and on-line product that is available for all IMIS stations to the national Swiss Avalanche Warning Service and other local avalanche experts.

4.4 Sample Calculation

Fig. 3 uses station Klosters in the Grisons as an example to illustrate what information SNOWPACK can deliver and how it is visualized. The plot displays the density (Fig. 3 a) and grain type (Fig. 3 b) distribution at the station for the winter season 1998/99. The layering of the snow cover is visible in the density distribution as well as in the grain type distribution.

Of special importance is the observation (Fig. 3 b) that the old snowcover exhibits layers with (near surface) depth hoar and melt-freeze forms of low density (Fig. 3 a) before the huge snowfall events start after January 27. The grain type distribution indicates a weak basal snowcover. Similarly to the density plot, the temperature distribution, the water content and the grain size can be displayed. Another way to look at the snowcover development is the display of time series of important quantities. Fig. 4 shows the comparison between measured and modeled snow depth again for the station Klosters. The very good agreement between measured and modeled snow depth indicate that the settling rates are predicted well, especially when considering the fact that the microstructure-dependent viscosity has not yet been fully calibrated against measured data.

The arguments presented above are also valid for an evaluation of the modeled temperatures as presented in Fig. 4 b again for Klosters. Fig. 4 b shows the comparison between modeled and measured temperature 100 cm above ground in the snow cover. The general agreement is good, even though the modeled curve shows a somewhat higher variability. An incomplete description of the metamorphism and how it is linked to the thermal conductivity is the most likely reason for this disagreement. Note that a valid comparison is only possible after approximately day 65 when the snow depth increases to values over 100 cm (Fig. 4 a).

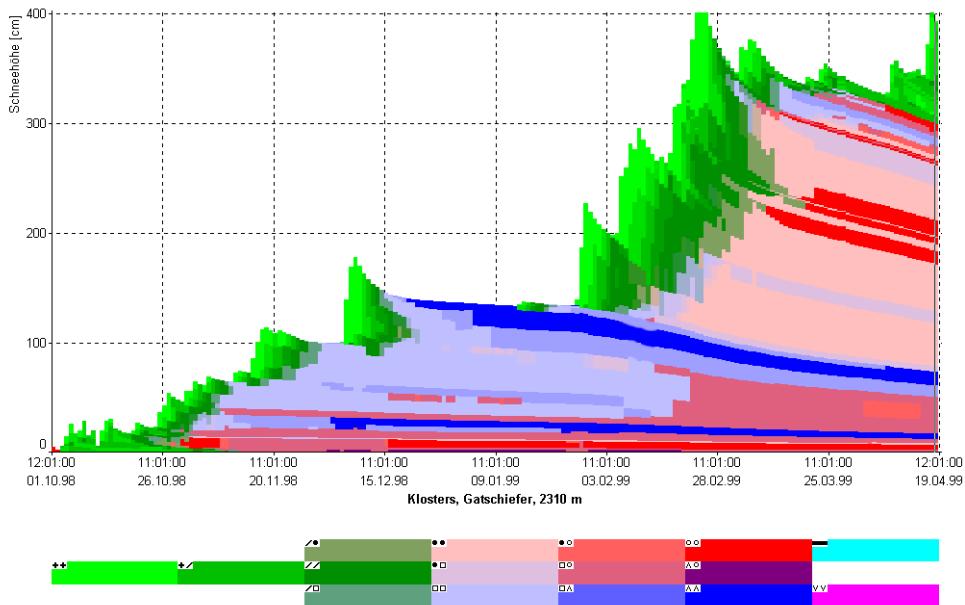


Fig. 3 b - Time development of snow microstructure.

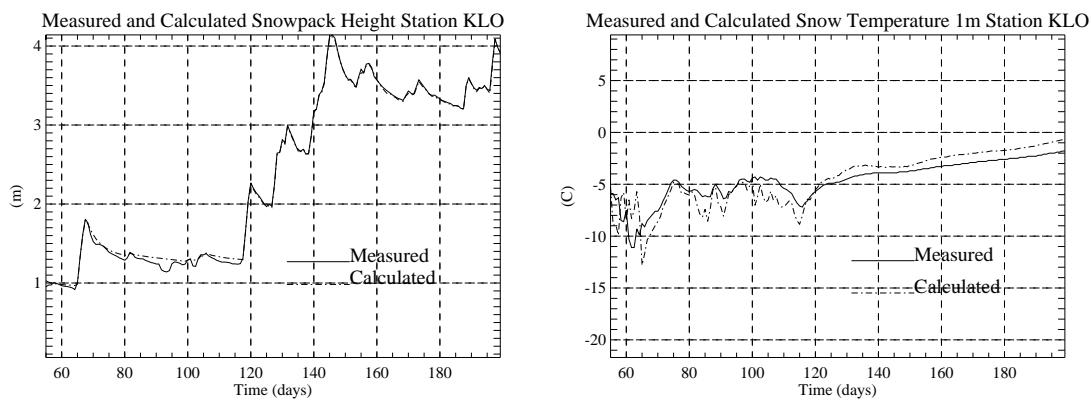


Fig. 4 a - Comparison between measured and calculated snow depths at Klosters, winter 1998/1999

Fig. 4 b - Comparison between measured and calculated temperature (1m depth) at Klosters, winter 1998/1999.

CONCLUSIONS AND OUTLOOK

The Swiss avalanche warning service wants to improve the spatial and temporal resolution of its avalanche forecasts and integrates remote automatic weather and snow measurements with finite element calculations to provide an objective basis for the judgment of the snow cover status. This integration is accompanied by a central relational data base management and user-friendly visualization tools.

The new model developed has a very modular structure. Its Lagrangian finite element layout provides an ideal framework to model the layered snow cover with its settling in time, growth through snow fall, erosion through wind (not implemented yet) and ablation through melting. A future research goal will be the improvement of the numerical algorithms describing snow metamorphism. First attempts to link the thermal conductivity and the viscosity to the microstructural parameters are encouraging: the energy and mass

balance of the snow cover can be modeled satisfactorily and the deduced precipitation rates are more reliable than standard precipitation gauge measurements.

The model formulation is such that development steps and improvements can easily be implemented. The final goal will be a quantitative description of snow cover stability on different slopes.

ACKNOWLEDGEMENTS

This paper has stressed the application of a finite element program for the avalanche warning group at the SLF. Although Prof. Anderheggen was not directly involved in the project, his philosophy of developing special purpose finite element programs has been rigidly followed – again with success. The finite element model has become not only an integral part of avalanche warning, but also snow and avalanche research at the SLF. His influence on this work has been great. We hope that this contribution pays due tribute to him and his work.

BRANDSIMULATION

H. Batschkus¹

ZUSAMMENFASSUNG

Inhalt des Projektes „Numerical Simulation of Structural Damage due to Fire“ ist die Entwicklung eines FE-Programmes zur Simulation der Temperaturverteilung in Tragsystemen unter Brandeinwirkung und des mechanischen Verhaltens unter erhöhten Temperaturen. Der Einfluss von Dübeln in Verbundquerschnitten auf das mechanische Verhalten wird mitberücksichtigt. Der Applikation liegt für die Wärmeleitung ein vollständig dreidimensionales FE-Modell zugrunde, die mechanische Berechnung erfolgt nach der Balkentheorie unter Verwendung eines neuartigen „Doppelbalken“-Elementes.

Neben der Programmierung des Berechnungssteils liegt ein Schwerpunkt auf der Portierbarkeit der Applikation und somit auf der Verwendung von Programmierstandards für die graphische Benutzerschnittstelle (GUI).

SCHLÜSSELWÖRTER

FE-Programm, Berechnung der Temperaturverteilung und des mechanischen Verhaltens, 3D FE-Modell, Verbundquerschnitte, Portierbarkeit

EINFÜHRUNG

Das Projekt „Numerical Simulation of Structural Damage due to Fire“ geht von der Idee einer Tragstruktur in ihrer Gesamtheit aus, z.B. ein Hochhaus, bestehend aus Stäben, Scheiben und Platten einschliesslich deren Ein- und Anbauten wie Bodenbeläge, Wandverkleidungen etc. Ein derartiges System unterliegt neben den mechanischen Belastungen im Brandfall auch hohen Temperatureinflüssen, die das mechanische Verhalten des Systems beeinflussen. Somit ist es sowohl für einzelne Bauteile als auch für ganze Tragwerke von grosser Bedeutung nicht nur zu wissen wie sich im Brandfall die Temperatur im/in Bauteil/en ausbreitet, sondern auch den Einfluss der hohen Temperatur auf das mechanische Verhalten des Systems abschätzen zu können. Hierbei soll der Einfluss der Verbindungsmittel eines Verbundquerschnittes auf das mechanische Verhalten des Tragwerkes mitberücksichtigt werden können.

Im folgenden werden neben den theoretischen Grundlagen des Projektes „Numerical Simulation of Structural Damage due to Fire“ auch das aus dem Projekt hervorgegangene FE-Programm *Pyroman* in seinem aktuellen Entwicklungsstand vorgestellt.

¹ Wissenschaftlicher Mitarbeiter, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH, Zürich, Schweiz

WÄRMEÜBERTRAGUNG

Klassische Theorie

Grundlage des hier behandelten Wärmeübertragungsproblems ist die Annahme, dass ein dreidimensionaler Körper dem Fourierschen Wärmeleitungsgesetz folgt:

$$q_i = -k_i \frac{\partial \theta}{\partial i} \quad (1)$$

Dabei entsprechen q_i den pro Flächeneinheit übertragenen Wärmeströmen, θ der Körpertemperatur, k_i den Wärmeleitfähigkeiten bezüglich der Richtungen x, y, z und i der Richtung der Oberflächennormalen.

Die Forderung nach Gleichgewicht des im Körperinneren resultierenden Wärmestromes mit der pro Volumeneinheit erzeugten Wärmemenge liefert sodann folgende Bedingung - hier geschrieben für den zweidimensionalen Fall:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial \theta}{\partial y} \right) = -q \quad (2)$$

Randbedingungen

Für die Berechnung einer instationären Temperaturverteilung in einem Bauteil sind u.a. die Randbedingungen Konvektion und Strahlung zu berücksichtigen. Es werden die allgemeinen Formulierungen für die Konvektion

$$q_c = \alpha \cdot (T_t - T_s) \quad (3)$$

und für die Strahlung

$$q_r = \varepsilon \cdot \sigma \cdot \left\{ (T_t + 273)^4 - (T_s + 273)^4 \right\} \quad (4)$$

verwendet. Bei einer zeitlich veränderlichen Berechnung müssen ferner noch Anfangsbedingungen für die Temperatur und die Zeitschrittwahl vorgegeben werden.

FE-Formulierung

Die Finite-Element-Lösung eingeschlossen der Diskretisierung lässt sich durch analoge Anwendung der Methoden aus der Spannungsberechnung finden. Somit kann das Gleichungssystem der instationären Berechnung wie folgt formuliert werden:

$$\mathbf{M} \dot{T} + \mathbf{K} T = Q \quad (5)$$

Nach der Methode von Crank-Nicolson wird die Gleichung (2.5) zu

$$\frac{1}{\Delta t} \mathbf{M} (T^{n+1} - T^n) + \theta \mathbf{K} T^{n+1} = Q - (1 - \theta) \mathbf{K} T^n \quad (6)$$

wobei θ ($0 \leq \theta \leq 1$) den Wert $\frac{1}{2}$ annimmt und es gilt:

$$\begin{aligned} \dot{T} &= \frac{1}{\Delta t} (T^{n+1} - T^n) \\ T &= (1 - \theta) T^n + \theta T^{n+1} \end{aligned}$$

DAS PROJEKT PYROMAN

Aufgrund der zu Anfang beschriebenen umfassenden Idee, die von einer sehr gesamtheitlichen Beschreibung eines Systems für die Simulation der Brandberechnung im FE-Modell ausgeht, war es notwendig einen Einstieg in die Problematik zu finden, der die Möglichkeit zu weiteren Brandberechnungen offen lässt, die durch Erweiterung des Einstiegs- die Annäherung an das Wunschsystem ermöglichen. Folgender Anfang wurde aufgrund der angeprochenen Randbedingungen gewählt:

Systembeschreibung

Das zu behandelnde mechanische System ist zunächst auf einen Durchlaufträger beschränkt. Der einfach zu bildende Querschnitt, der in Stablängsrichtung konstant ist, besteht zunächst nur aus Rechteckelementen. Darüberhinaus kann der Querschnitt mit einer Fuge versehen werden, sodass ein oberer und unterer Querschnittsteil entsteht und somit der Einfluss der Verbindungsmittel von Verbundquerschnitten auf das mechanische Verhalten des Systems berücksichtigt werden kann. Die mechanischen Lager- und Lastbedingungen entsprechen den bekannten, wie Einspannung, verschiebliches, unverschiebliches Auflager respektive Linien-, Einzellast und Einzelmoment.

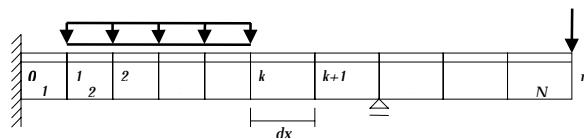


Fig. 1: System

Die Berechnung erfolgt unter folgende Randbedingungen: Jedes mechanische Stabelement der Länge dx kann in Stablängsrichtung in n Sektoren für die Wärmeleitung unterteilt werden, wobei sich mit der Rasterdefinition des Querschnittes ein dreidimensionales System für die Berechnung der Temperaturverteilung ergibt. Es besteht aus Würfelementen mit je acht Knoten. Die thermische Belastung auf das System, die über die Randelemente der Wärmeleitungselemente erfolgt, wird durch zweidimensionale Rechteckelemente aufgebracht. Diese Elemente ergeben sich sowohl aus dem Umriss des Querschnittes in Verlängerung der Stabachse als auch aus dem Raster der Anfangs- und/oder Endquerschnitte des Trägers.

Stablängsrichtung

Zur Systembeschreibung in Stablängsrichtung werden beliebige „Doppelbalken“-Elemente mit unterschiedlicher Länge dx und Anzahl m an Wärmeleitungsabschnitten gewählt und die Auflagerbedingungen festgelegt.

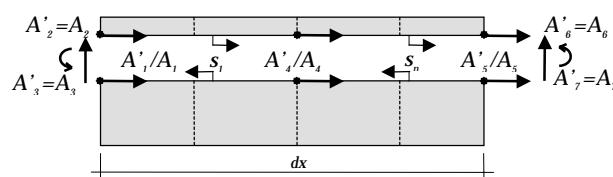


Fig. 2: „Doppelbalken“-Element

Stabquerrichtung

Um einen Querschnitt, bestehend aus beliebig wählbaren Rechteckelementen, zu bilden, wird zunächst ein frei wählbares Rechteckraster definiert. Dieses Raster wird anschliessend mit Material belegt, wodurch die für den effektiven Querschnitt nicht benötigten Elemente herausfallen. Es wird bei der Querschnittsdefinition nicht vom Schwerpunkt, der Ober- oder

der Unterkante ausgegangen, sondern von der möglichen Fuge, die die Dübelebene, also die Lage des nachgiebigen Verbundes bei Verbundquerschnitten, beschreibt. Auf diese Kote bezieht sich in Folge auch die mechanische Berechnung.

ELEMENTDEFINITIONEN

Wärmeleitung

Für die Wärmeleitung werden Rechteckelemente mit je acht Knoten verwendet, für die die „Massen-“ und die „Steifigkeitsmatrix“ zu bestimmen sind. Die Randelemente bestehen aus zweidimensionalen Rechteckelementen mit je 4 Knoten.

„Massenmatrix“

$$\mathbf{M}_{ij} = \int_V H^T \gamma H \cdot dV \quad (7)$$

mit : $\gamma = c \cdot \rho$

„Steifigkeitsmatrix“

$$\mathbf{K}_{ij} = \int_V \Delta H^T \lambda \Delta H \cdot dV \quad (8)$$

„Randbedingung“

$$Q_i = \int_A h^T h \cdot dx \cdot dy \cdot q_i \quad (9)$$

Mechanik

Die mechanische Berechnung unter Berücksichtigung des Einflusses der Temperaturerhöhung aus der Brandbelastung erfolgt nach der Balkentheorie. Um das Mitwirken der Verbindungsmitte auf das Systemverhalten sowohl unter mechanischer als auch thermischer Last zu erfassen, werden „Doppelbalken“-Elemente eingeführt. Sie setzen sich aus der Elementsteifigkeit „beider“ Balken, den Kompatibilitätsbedingungen und den Flexibilitätskoeffizienten zusammen.

„Doppelbalken“-Element

Steifigkeitsmatrix

$$\mathbf{k}_j = \int_G \mathbf{B}^T D \mathbf{B} \cdot dG \quad (10)$$

Kompatibilitätsmatrix

Mit c_{mi} werden die Längsverschiebungen $u(x_m)$ an der Stelle $x = x_m$ des m -ten DüBELS in der Scherfuge beschrieben:

$$c_{mi} = H_{1i}(x_m) \quad (11)$$

Flexibilitätskoeffizienten

Mit $f_m \geq 0$ wird die Scherverformung des m -ten DüBELS infolge einer einheitlichen DüBELscherkraft $s_m = 1$ angegeben, wobei gilt:

$$f_m = \infty : \text{kein DüBEL}, s_m = 0$$

$$f_m = 0 : \text{perfekter Verbund}$$

FE-BERECHNUNG

Temperaturverteilung

Zur Berechnung der Temperaturverteilung im Bauteil unter der Brandlast stehen somit dreidimensionale Wärmeleitungselemente zur Verfügung. Die Datenstruktur definiert sich also für diesen Berechnungssteil vollständig dreidimensional, wobei der Eintrag der thermischen Last über die spezifizierten zweidimensionalen Randelemente erfolgt. Hierin werden Wärmestrahlung und -konvektion berücksichtigt.

Da nicht immer davon ausgegangen werden kann, dass auch an allen Stellen im System eine dreidimensionale Behandlung des aufgestellten Systems sinnvoll ist, d.h. ab bestimmten Punkten wird die Wärmeleitung hauptsächlich in bestimmten Richtungen erfolgen, so kann spezifiziert werden, ab welchen Knoten und in welchen Richtungen Wärmeleitung angenommen wird. Es ist somit möglich, von einem eindimensionalen bis zu einem dreidimensionalen System unterschiedliche Fälle der Temperaturverteilung zu berechnen. Durch die mögliche Reduzierung der Wärmeleitung in den Richtungen reduziert sich dann gleichsam das zu lösende Gleichungssystem, da Inzidenzen des dreidimensionalen Systems auf gemeinsame Inzidenzen zusammenfallen.

In Stablängsrichtung kann durch die Angabe eines Faktors die Intensität der Wärmequelle bestimmt werden, wodurch auf einfache Weise der Einfluss des Abstandes aller Punkte vom Brandherd definiert wird.

Die Berechnung der Temperaturverteilung erfolgt also grundsätzlich in einer dreidimensionalen, instationären FE-Berechnung im Zeitschrittverfahren, wobei die Methode nach Crank-Nicolson zur Anwendung kommt. Es kann sowohl eine lineare wie auch eine nicht lineare Berechnung erfolgen.

Mechanik

In der mechanischen Berechnung werden die Ergebnisse der Temperaturverteilung verwendet, um den Einfluss der erhöhten Temperatur auf das Systemverhalten bestimmen zu können. Statische Lasten wie ständige und Nutzlasten werden in der mechanischen Berechnung mitberücksichtigt. Die mechanische Berechnung kann linear und nichtlinear erfolgen, mit und ohne Berücksichtigung der Temperatur. Sie gibt neben den Schnittgrößen und Verschiebungen die Scherkräfte der Dübel in der Fuge eines Verbundquerschnittes aus.

PROGRAMMIERUMGEBUNG FÜR PYROMAN

Allgemeines

Eine Hauptschwierigkeit in der Applikationsentwicklung heute liegt in der systemabhängigen Programmierung der Benutzeroberfläche. Derartige Abhängigkeiten waren bisher nur schwer zu umgehen. Vielfach bestand die einzige Alternative in der Neuprogrammierung der Benutzeroberfläche bezogen auf die jeweilige Plattform. Somit hat nicht erst heute die Suche nach geeigneten Hilfsmittel begonnen, welche im Idealfall ohne Änderung einer einzigen Zeile Quellcode, sowohl in der Numerik als auch in der Oberfläche, die Portierung einer entwickelten Applikation erlaubt. Die Anforderungen an derartige Hilfsmittel sind dieser Vorstellung folgend sehr gross, da sie sowohl die Mischung von Programmiersprachen als auch die Generierung des Benutzerschnittstelle in verallgemeinerter Form erlauben müssen. Dieser Weg wird mit der Entwicklung von *Pyroman* unter Anwendung der Entwicklungstools von Rhapsody / OpenStep beschritten.

Rhapsody / OpenStep

Mit den in Rhapsody, der Weiterentwicklung von OpenStep der Firma NeXT - gegründet von Steven Jobs -, enthaltenen Entwicklungstools ist es heute möglich diesem Ideal nahe zu

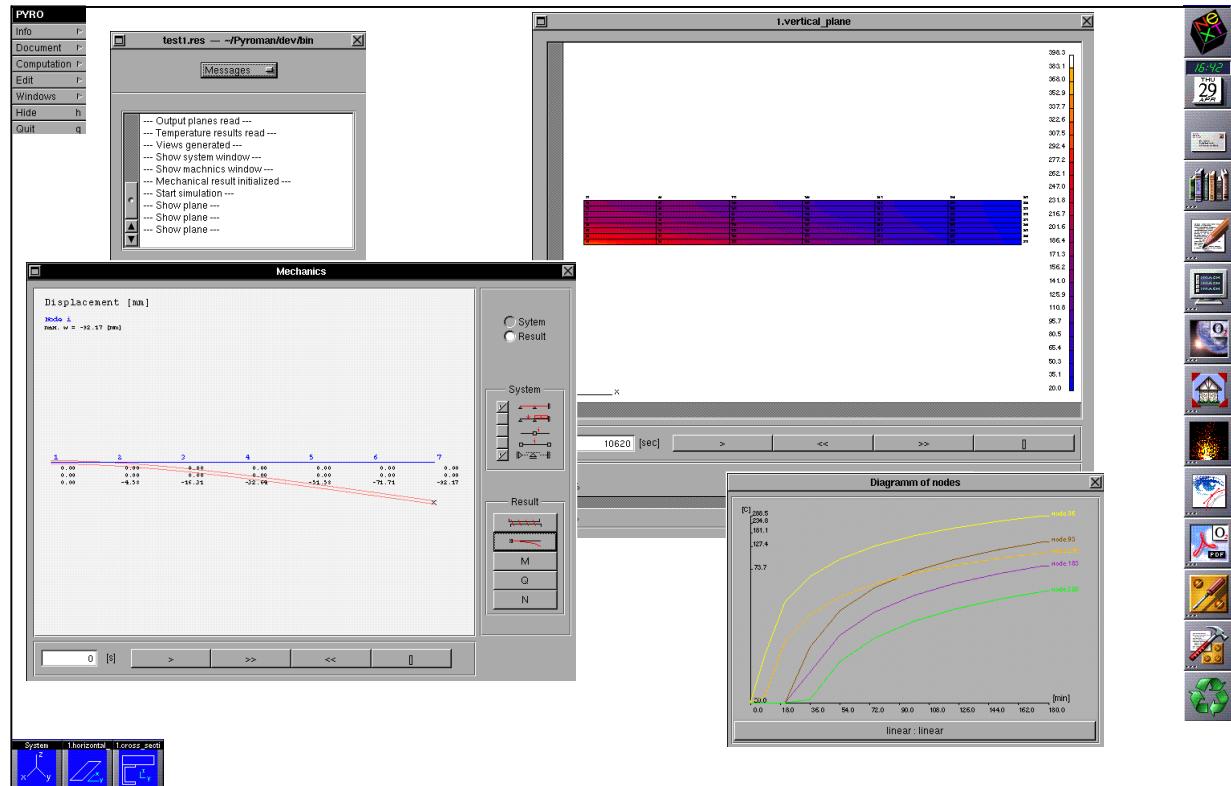
kommen. Mit dem Project Builder und dem Interface Builder, so sind die Hilfsmittel bezeichnet, ist es erstmals möglich ohne tiefgreifende Eingriffe in der programmierten Oberfläche auszukommen. Sogar im Fall, dass Programmiersprachen wie C, C++, Objective-C und Java gemischt werden, gelingt es, eine im Project Builder zusammengefasste Applikation ohne Änderung einer einzigen Zeile Quellcode auf die Plattformen UNIX, Macintosh und PC zu portieren und auszuführen.

Weitere Vorteile einer unter Rhapsody/ OpenStep entwickelten Applikation liegen in Display PostScript, in den Entwicklungstools selber, die auf allen Plattformen gleiche Funktionalität aufweisen, in den für die Anwender sehr erfreulichen Tatsachen, dass das „Look & Feel“ der jeweiligen Plattform ohne Funktionalitätsverlust erhalten bleibt und gleichzeitig Dateikompatibilität unter den Plattformen erreicht wird. Für den Entwickler existiert mit dem Interface Builder ein grafisches Werkzeug zur Erzeugung einer graphischen Oberfläche, bestehend aus vielen Einzelobjekten, die im Gegensatz z.B. zu Visual C++ reale Objekte mit Methoden sind. In Summe sind dies Annehmlichkeiten, die den Entwickler spätestens bei Portierung der Applikation von deren Vorteilen überzeugen.

Entwicklung von Pyroman

Die numerischen Berechnungen und die Datenstruktur sind in C++ und C programmiert, wohingegen die graphische Benutzeroberfläche, also die Visualisierung der Berechnungsergebnisse, in Objective-C mit Mischung von C++ Objekten entwickelt wurde. Die gesamte Applikationsentwicklung erfolgt auf UNIX Workstations. Das Projekt wird nur zur Portierung auf die jeweiligen Plattformen gebracht und dort compiliert und gelinkt. Erwähnt seien die sehr kurzen Portierungszeiten, die zwischen 10 und 30 Minuten liegen und ebenso für den Fall gelten, dass die Programmiersprachen C, Objective-C und C++ gemischt werden.

BILDER



LITERATUR

- [1] Anderheggen, Prof. Dr. Edoardo; „*Lineare Finite-Element-Methoden: Eine Einführung für Ingenieure*“; Autographie; 1993.
- [2] Anderheggen, Prof. Dr. Edoardo; Elmer, Dr. Herbert; Maag, Dr. Hans; „*Nichtlineare Finite-Element-Methoden: Eine Einführung für Ingenieure*“; Autographie; 1986.
- [3] Bathe, Klaus-Jürgen; „*Finite Element Procedures*“, New Jersey - USA; pp. 485-497, 642-660, 755-759; 1996.
- [4] Batschkus, Horst; "Pyroman, Brandsimulation von Hochbauten", 9. Forum Bauinformatik, Dresden, 18-19 März 1997; VDI Verlag - VDI Reihe 4 Nr. 140; S. 250 – 253.
- [5] Batschkus, Horst; "Plattformunabhängige Applikationsentwicklung mit Rhasody, der YellowBox und OpenStep an den Beispielen Pyroman und OpenTrack"; INFORMATIQUE; Zeitschrift des schweizerischen Verbandes der Informatikorganisationen SVI/FSI; Zurich - CH; Volume No. 2; pp. 38-39; April; 1998.
- [6] Batschkus, Horst; "Numerical Simulation of Structural Damage Due to Fire"; First International Conference on New Information Technologies for Decision Making in Civil Engineering; 11-13 October; Montreal - Canada; volume 2; pp. 1325 - 1332; 1998.
- [7] Cook, Robert D. and Malkus, David S. and Plesha, Michele E.; „*Concepts and Applications of Finite Element Analysis*“; third edition, New York - USA; pp. 474-486, 501-505; 1989.
- [8] Gartling, D.K. and Reddy, J.N.; „*The Finite Element Method in Heat Transfer and Fluid Dynamics*“; London - GB; pp. 94-106; 1994.

BENENNUNGEN

- α : Wärmeübergangszahl
- T_t : Lufttemperatur
- T_s : Bauteiltemperatur
- ε : Emissionszahl
- σ : Stefan-Boltzmann-Konstante
- M : Massenmatrix
- K : Steifigkeitsmatrix
- Q : Lastvektor
- Δt : Zeitschritt
- c : Kapazität
- ρ : Dichte
- λ : Wärmeleitzahl
- q_i : Wärmestrom
- D : Elastizitätsmatrix

TRUCK - BRIDGE LOAD RATING FOR OVERWEIGHT VEHICLES – ARCHITECTURE AND DEVELOPMENT

Zoran Despot¹

ABSTRACT

TRUCK is a software system that assists transportation authorities in giving permissions for overweight vehicles passing specific routes. Due to a large number of such requests this process has to be done quickly and accurately.

Bridge load rating for overweight vehicles provided by TRUCK is based on a comparison of internal forces (bending moments and shear forces) under design code loads and loads induced by special transport. For this purpose the bridge structure is numerically simplified into a sequence of simply supported beams.

Development of the TRUCK program was based on object-oriented methodology using an architecture driven approach. Throughout the whole development process a single system model was developed and evaluated. As a baseline served a use-case model that describes user requirements and the relationships among them. TRUCK's software architecture is based on the three-layer model.

KEYWORDS

Bridges, load-rating, simplified analysis, software

INTRODUCTION

Road authorities need reliable load ratings for bridges in order to decide on requests for special transport. These load ratings include verification of structural safety and serviceability of the affected bridges. In Switzerland, the cantonal bridge authorities decide on special transport requests. The great number of permissions – about 800 p.a. in a single canton, St. Gall – demands quick processing time.

The entire network of bridges, rather than each single bridge, needs assessment. A network-level approach allows several routes to be analyzed in terms of the safety and serviceability of each bridge along several alternative routes. Other special transport parameters include width and length, as well as traffic impact, etc.

A pre-established verification analysis for typical special transport load models is not possible due to the myriad of axle load and spacing combinations. This problem can only be properly solved by a computer program like TRUCK that can consider arbitrary axle load and axle spacing combinations. TRUCK is not a structural analysis computer program; it is a kind of filter that provides prompt ratings of special transport loads for bridges.

¹ Software Engineer , Dr. J. Grob & Partner AG, Technikumstrasse 73, 8400 Winterthur
Tel.: ++41 52 268 02 00, Fax: ++41 52 268 02 89, E-Mail: zoran@gropar.ch

The first version of the program was designed and developed under the guidance of Dr. J. Grob in 1991. TRUCK release 1.0 was developed for MS-DOS with a simple ASCII user interface. TRUCK release 2.0 was developed for an MS-Windows 3.1 platform providing a windows-based interface. Dr. R. Hajdin designed and led the realization of the next release of TRUCK-3.B program for MS-Windows 95/NT platforms, that uses a language with C-like syntax for describing design code loads and rules for load arrangement. In this way different code design loads can be easily specified and stored in files. Neither of the first two versions of TRUCK program provided any data storage function, so that users had to input structural and special transport data from the scratch for each load rating. For data persistence TRUCK 3.B provides document like approach and storing of single objects in relational database KUBA-DB 2.2.

The new release 3.0 of KUBA-DB information system was defined and specified by the company Dr. J. Grob & Partner in 1997 and the system is currently being realized by a joint venture of two Swiss companies. The new release has an (MS-Windows 95) explorer-like user interface and uses a unified model approach for data persistence. TRUCK is regarded as an integral part of the whole suite of applications comprising the Swiss infrastructure management system. Thus TRUCK-3 provides the same look & feel of the user interface and uses the same approach for data persistence.

The second important requirement was an effective interface to the existing release 2.3 of the KUBA-DB information system. The KUBA-DB is the information system developed under the patronage of Swiss Federal Highway Office. The KUBA-DB database contains inventory, inspection and MR&R data. Furthermore, the KUBA-DB database contains structural and special transport data that can be used by program TRUCK.

This article deals mainly with the aspects of software architecture and the development of TRUCK-3. The detailed discussion of the comparison analysis can be found in [7].

PRINCIPLES OF COMPARISON ANALYSIS

The load rating provided by TRUCK is not based on the structural analysis of the bridge. Although this approach would give more accurate results, it is not suitable in actual practice since structural analysis is both tedious and time-consuming. Consequently, such an approach could not be applied efficiently for the large number of bridges on the specific route. TRUCK is a tool for network level analysis that assists users to analyze several potential routes with hundreds of bridges in order to choose the optimal one.

The load rating in TRUCK is based on comparison analysis, between effects, i.e. stresses, due to the design code loading and the effects of special transport loading. This approach yields a sufficiently accurate estimate of the safety and serviceability of a structure under special transport loading, assuming that the bridge has been adequately designed to sustain the required code loading. Thus, code loads used in design can be considered as lower bound approximations of load carrying capacity.

Special Transport

The special transports are usually special vehicles carrying exceptionally heavy goods. Their loading can be modeled as a sequence of concentrated forces (Fig.1). The spacings between these forces are given by the axle spacings of the special vehicle. The dynamic effect is taken into account by a dynamic load factor, which is a function of vehicle velocity v .

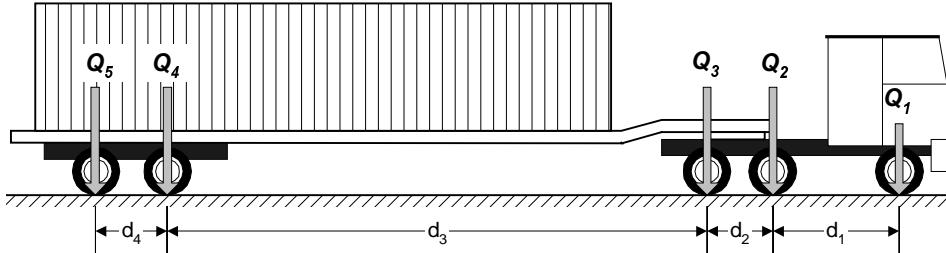


Fig.1 - Special transport load model

Simplified Bridge Structural System

The stress deriving from a given special transport load model can be readily calculated, assuming the structural system of the bridge is accurately described. In order to minimize

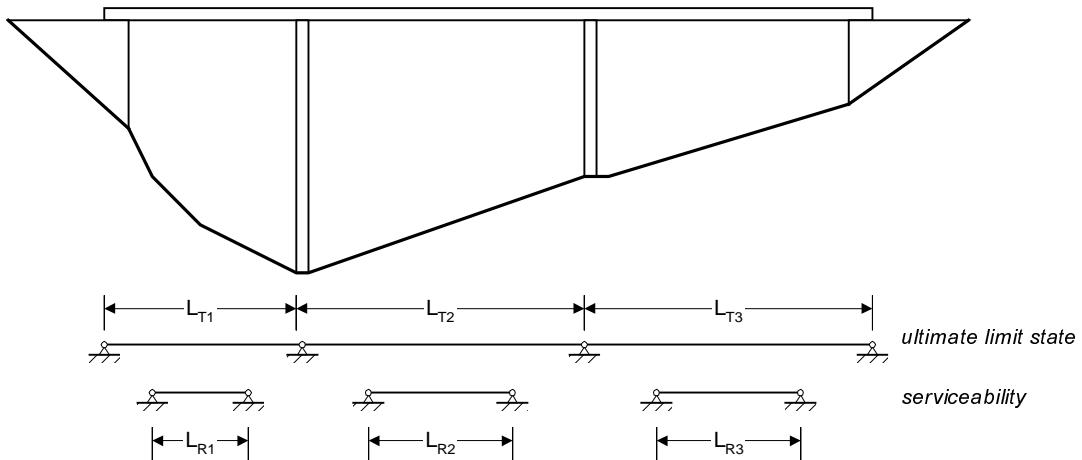


Fig. 2 - Simplified bridge structural system represented as a series of simple-beams

the amount and the complexity of the input data, the representation of the structural system has been significantly simplified.

The simplified structural system consists of a sequence of simply supported beams. Experienced engineers often use this simplification both in the preliminary design of bridges and for quick verification of internal forces in existing structures. The simplification process for a typical Swiss bridge, presented in Fig. 2, will be discussed in this chapter.

The Swiss code requires safety and serviceability checks for bridges. The checks are based on the ultimate load and serviceability limit state analyses.

For the serviceability check, the spans of simply supported beams are taken as distances between zero points of the bending moment diagrams, estimated by linear-elastic analysis. These spans are defined in TRUCK as reduced spans L_r .

To perform the safety check, the plastic redistribution of internal forces can be considered. This redistribution changes the position of the zero points of the bending moment diagrams. Assuming full plastification (collapse mechanism) under design loads, the spans of simply supported beams may be chosen to be equal to the geometric spans, defined in TRUCK as total spans L_t .

The distribution of internal forces in a cross section is governed by the transversal stiffness of the cross section. The special transport is directly loading the bridge Fig.3 over a relatively small width, compared to the bridge's width. For flexible cross sections some parts of the

bridge cross sections have to sustain larger portion of the loading than others. In this case the girder nearest the loading carries more load than those further away (Fig.3).

This unequal stressing of cross sections is taken into account by introducing the effective width, corresponding to the effective width defined in the codes of practice. Furthermore, TRUCK considers two locations of the special transport, one for centric and one for eccentric passages.

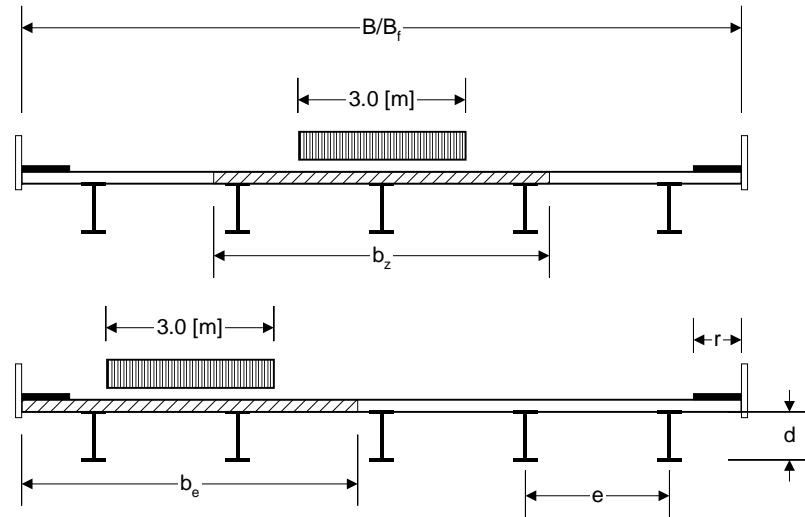


Fig.3 - Effective width b_z for centric and b_e for eccentric special transport crossings

Code loads

The load requirements that a bridge has to fulfil for assuring safety and serviceability are given by codes of practice like SIA-160 or AASHTO. These codes specify magnitudes of loads and their arrangements. If the bridge can fulfil the load requirements given by a certain code of practice, it can be argued that its load-carrying capacity is indirectly given by the code of practice.

During the last 50 years the weight of trucks – the principal loads on road bridges – has steadily increased, leading to ongoing revision of the codes. A bridge that fulfils the load requirements specified in the 1950s will not fulfil the corresponding requirements at the end of the 1990s. All Swiss codes loads used in the last 100 years for bridge design have been modeled and integrated into TRUCK.

TRUCK also stores and makes available various code loads in its database, and new load provisions can be specified anytime. For this purpose different software (TRUCK Codes) has been developed that enables the user to specify new code provisions. This software is however not available for end-users.

Load effects estimated by influence lines

A general statement for assuring safety in engineering design is that the resistance of the materials and cross sections R shall exceed the demands of load effects Q from applied loads:

$$R \geq Q \quad (1)$$

The load-effect Q_N due to code and permanent loads has to fulfil the following inequality:

$$R \geq Q_N \quad (2)$$

The load-effect Q_s due to special transport and permanent load has to fulfil the following inequality:

$$k \cdot R \geq Q_s \quad (3)$$

The coefficient k represents the influence of the deterioration of the bridge structure, and is smaller than one. The left hand sides of inequalities (2) and (3) are the same, so that the comparison coefficient c can be expressed as:

$$c = \frac{Q_s}{kQ_N} \quad (4)$$

If the comparison coefficient c is smaller than one, then the effect of the code loads (i.e. the load-carrying capacity) is higher than the effect of the special transport loading. In this case the bridge can carry the special transport loads. However, if the comparison coefficient is greater than one, then the bridge may not be able to carry the special transport loads and the crossing should be forbidden.

The comparison coefficients c_M and c_V are calculated for both load effects: bending moment M and shear force V , and for each simple beam i . Further discussion of the calculation of the comparison coefficients and quality of results can be found in [7].

SYSTEM ARCHITECTURE

TRUCK is regarded as an integral part of the suite of applications comprising the Swiss highway's infrastructure management system. According to this TRUCK provides an interface to the existing KUBA-DB information system, see Fig.4. It is therefore necessary to give firstly a brief description of the KUBA-DB system architecture.

KUBA-DB System Architecture

The design of the KUBA-DB information system is based on established client-server architecture that is made up of two tiers: Database and Application, see Fig.4.

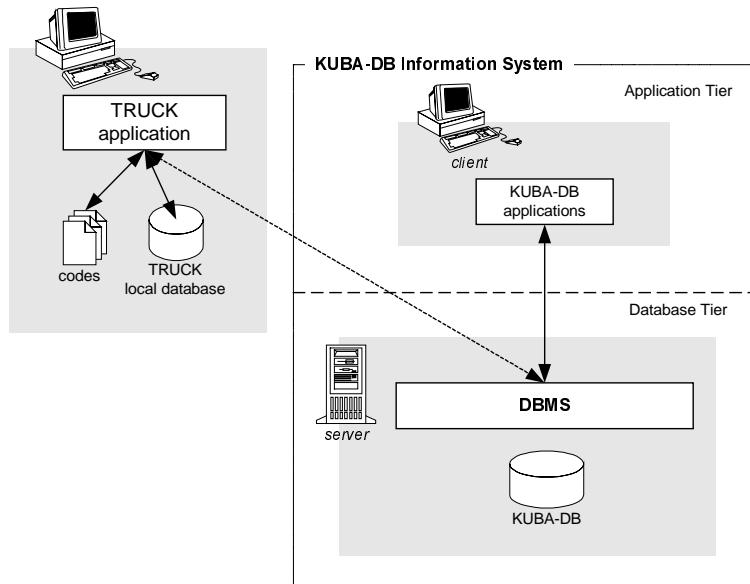


Fig.4 - System Architecture for the programs TRUCK and KUBA

The Database Tier has two components: the DBMS (Database Management System) and the KUBA-DB database. Both components are provided by an ORACLE relational database

server. The KUBA-DB database contains inventory, inspection and MR&R data. Furthermore, KUBA-DB can store structural data of bridges and special transport loads that are needed for comparison analyses.

The Application Tier contains several applications. The main application is a KUBA application, which provides functionality for simple data management.

TRUCK System Architecture

The design of the TRUCK system was led by the requirement, that TRUCK should provide an effective interface to the KUBA-DB information system, so that already existing information in KUBA-DB databases can be used. Besides the default local TRUCK-DB database, TRUCK can connect simultaneously to several external KUBA-DB databases. Independent of the database type TRUCK provides the same functionality for navigating, editing and reporting as well as special transport load rating. User can also copy bridge structural data from the KUBA-DB database to the local TRUCK database. The TRUCK consists of three components: TRUCK database, TRUCK Codes and TRUCK application.

TRUCK database

Bridge identification data, structural data and the special transport data are stored in the TRUCK database. MS-Access was chosen as a relational database management system. The TRUCK program is conceived as a single-user database.

A local TRUCK database is useful if there is no direct network connection to the KUBA-DB database. Furthermore, there are always bridges that are not stored in KUBA-DB and that may be affected by a special transport passage.

TRUCK Codes

As noted in Section “Code loads” code loads are given by the code of practice and specified by load models and rules for their arrangement. Due to the complexity of the information needed to describe a code load, codes cannot be easily modeled and stored in a relational database. Consequently, each code of practice is stored in a separate binary file, referenced in the local database table. Creating new codes of practice and editing the existing ones is managed by a special tool TRUCK-Codes.

TRUCK Application

The TRUCK application provides functionality for navigating, object editing, reporting and special transport load rating. There is also a special external interface to the external KUBA-DB database. The interfaces to both local and external KUBA-DB databases are based on ODBC driver.

TRUCK SOFTWARE ANALYSIS AND DESIGN

The TRUCK system was analyzed, designed and implemented using object-oriented technology. This technology is based on the concept of classes and their instances i.e. objects. A class is an abstract description of the data and behavior of a set of similar objects, see [1]. The members of this set are therefore called instances of classes. In an object-oriented program a given task is accomplished by objects exchanging messages.

The TRUCK application is implemented in the programming language C++ using Microsoft Visual Studio and the Microsoft Foundation Classes (MFC), [3]. The MFC is an object-oriented framework that consists of classes that provide functionality of the user-interface, the database connection etc.

The system analysis and design of the TRUCK application is carried out with the help of the tool Rational Rose, [4]. Unified Modeling Language (UML) was used for modeling, [5]. In the

following sections an overview of the TRUCK application architecture is given and the two layers, with their underlying parts of the analysis model, are described.

Software Architecture Overview

The architecture of the TRUCK application is based on the Layer Pattern, [2]. The basic idea of this architecture is that a class in the given layer may interact with classes in the same layer and with classes in adjacent layers. In this manner the source code is easier to maintain and to enhance since coupling within applications is reduced to small interfaces. The classes are divided into three overlying layers: Persistence, Domain and User-Interface.

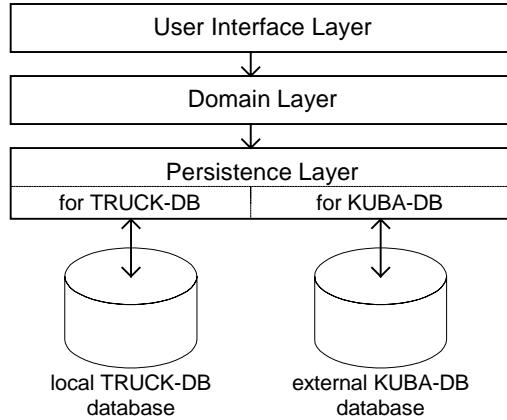


Fig.5 - Layered architecture of the TRUCK application

The User Interface and Domain Layer are described in the following two sections. The persistence layer is interesting from a technical point of view, but the description of its role and composition is outside the scope of this article. It can just be said that the persistence layer is made up of classes that encapsulate the behavior needed to store objects in a relational database (local TRUCK-DB and external KUBA-DB). Since TRUCK is a relatively small application with less than 50 domain classes, a simple solution was chosen that divides domain classes from so-called data interface classes providing connection to the database.

User-Interface Layer

The user-interface layer is generally made up of classes that implement views like forms and dialogs, as well as controls like buttons and menu commands. The majority of these classes are subclasses of the Microsoft Foundation Classes, which provide general user-interface functionality.

The classes of the user-interface layer furnish the interaction between the user and the computer system. Thus, the user can navigate through bridge groups, select a bridge and change its data, create a new bridge and/or special transport, start a comparison analysis, etc. The user expects that the system behaves in a certain manner. This anticipated behavior was represented using Use Cases during the requirement analysis. A Use Case describes a set of sequences that each represents the interaction between an actor (user) and the system. An actor is a role that the user plays with respect to the system. Actors, use cases and the relationships between them are displayed in Use Case diagrams. An actor is represented as a "stick man" and a Use Case is shown as an ellipse.

The Use Case diagram shown in Fig.6 depicts two actors: Transportation Authority and Structural Engineer and their interaction with the TRUCK system. The Structural Engineer builds the simplified structure of the bridge, inputs structural data and chooses the appropriate code of practice. The Permit Authority inputs the special transport load model, starts comparison analysis and, depending on the results, grants or declines permission for a special transport.

To give a user an impression of the future application, sketches of windows are often used in connection with Use Cases. In the lower right corner of Fig.6 a sketch of the window from the Use Case “manage bridge collections” is shown. Here, it should also be noted that TRUCK’s user-interface is based on two window panes, as are many modern applications. The left one serves for the navigation and grouping of bridges or special transports. The right window pane shows the object’s identification data (such as the bridge identification number and name) in the upper part and object’s data in the lower part.

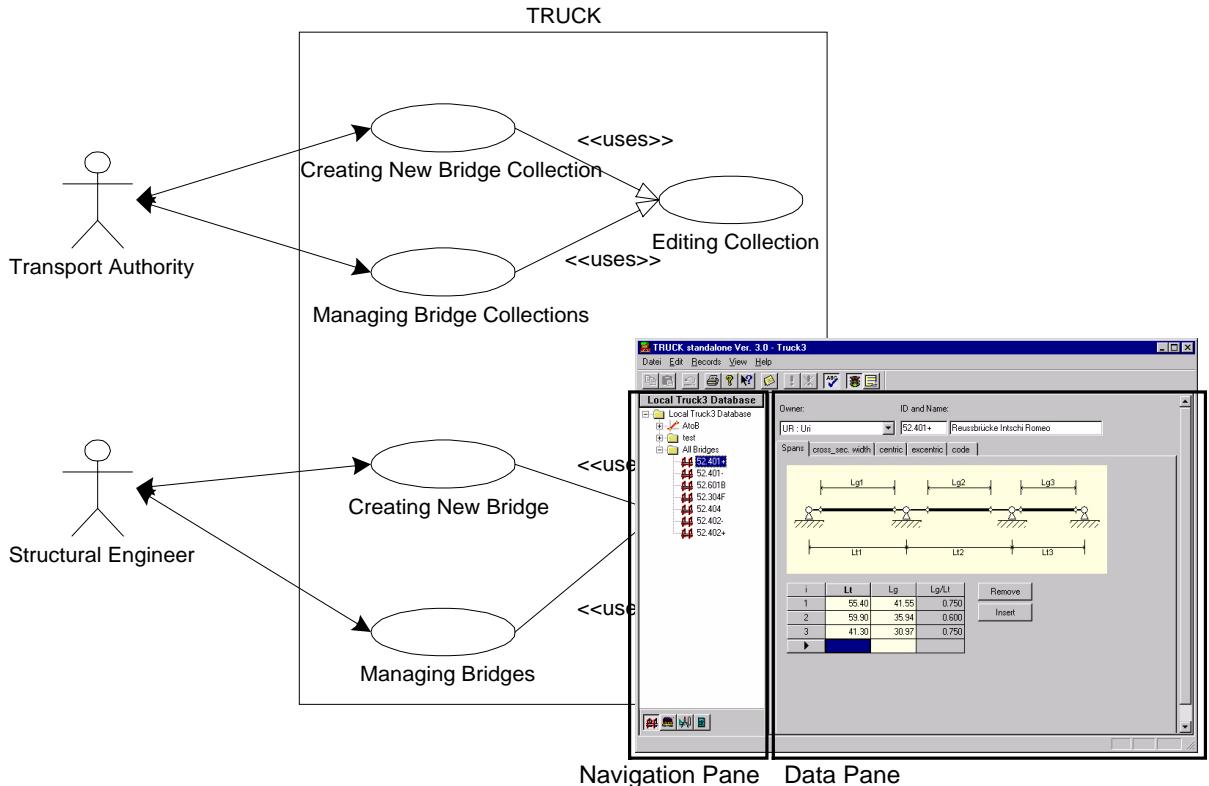


Fig.6 - Bridge data management and bridge groups management

Domain Layer

The domain layer holds the classes of the domain model that describe the conceptual knowledge of the bridge load rating for overweight vehicles used by TRUCK. The design of the user-interface and the database data model was governed by the concepts described in the domain model. The domain model describes the statical view of the system model. The dynamical view, that shows how the processes are carried out through object messages, is shown through interaction diagrams.

The following class diagram (see Fig.7) shows the main three parts of the domain model: bridge structure, code loads and special transport. The shaded rectangles represent persistence classes, that are saved either in the relational database or in files.

The simplified bridge structure described in section “Simplified Bridge Structural System” is represented as a class *Bridge*, that aggregates further classes *Span*, *CrossSection* and *EffectiveSection*. The code loads are represented as a class *Code*, that consists of several objects of the class *ProgramBlock*. *ProgramBlock* represents load models (class *LoadBlock*) and scripts containing rules for their arrangement. The special transport is represented as a class *SpecTransport*, acting as a load model *C1Load*, that corresponds to the series of vertical axle loads.

The transient classes *BridgeLoading* and *SpanLoading* represent the loading of the bridge by code loads or special transport loads. They are used during the comparison analysis.

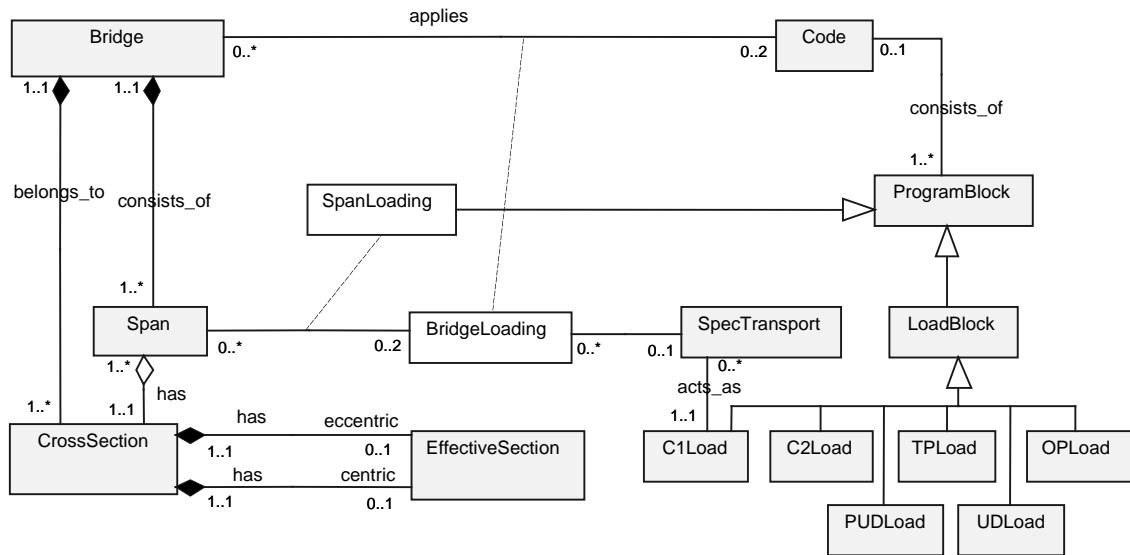


Fig.7 - Domain Model

CONCLUSION

The last decade of TRUCK usage has confirmed that comparison analysis offers a reliable and fast method for special transport load rating. The new release TRUCK-3 adds new information system functionality and smooth integration into the KUBA-DB environment.

The layered architecture of TRUCK reduces coupling between software modules and therefore minimises maintenance effort. This architecture also enables connection to other external systems to use TRUCK data and carry out comparison analyses.

REFERENCES

- [1] Timothy Budd, “Object-Oriented Programming”, Oregon State University, Addison-Wesley 1991.
- [2] F. Buschmann, R. Meunier, P. Sommerlad, M. Stal; “A System of Patterns”; John Wiley & Sons, 1996.
- [3] D.J. Kruglinski, G. Shepherd, S. Wingo; “Programming Microsoft VisualC++”, Microsoft Press, 1998.
- [4] T. Quatrani; “Visual Modeling with Rational Rose and UML”; Addison-Wesley 1998.
- [5] “UML Summary, Ver. 1.0”; Rational Software Corporation 1997
- [6] Z. Despot, R.Hajdin, J. Grob, “TRUCK-3 Benutzeranleitung”, Dr. J. Grob & Partner AG, 1999
- [7] Z. Despot, R.Hajdin, “TRUCK- Bridge Rating Software”, International Bridge Management Conference 26-28. April 1999, TRB-FHWA, Denver Colorado.

UN REGARD CRITIQUE SUR LA PROGRAMMATION ORIENTEE OBJET APPLIQUEE A LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

D. C. Ekchian¹

ABSTRACT

Finite Element Programs are known to be complex and unreadable. With the rising paradigm of the Object-Oriented Programming, developers hoped to supply the scientific community with elegant, reliable, expandable software. The Finite Element Method is a particularly good candidate for OOP: it simulates real physical processes, many parts of the code are shared by all FE applications, finally nodes and elements are predestined to be objects. However, the paradigm requires a serious investment in design and the universal FE library is not available yet.

KEYWORDS

Object-Oriented Programming, Finite Element Method

INTRODUCTION

Le constat fut amère mais incontournable: dans leur ensemble, les programmes basés sur la Méthode des Eléments Finis (MEF) étaient complexes, illisibles, peu élégant, à l'inverse de sa formulation mathématique. Complexes par la nature et le nombre des concepts à dominer. Illisibles parce qu'aucun mécanisme n'était prévu pour supporter l'intégration de nouvelles fonctionnalités. Peu élégants en conséquence, car la structure initiale du programme se perdait avec son évolution et tendait irréversiblement vers le code-spaghettis.

Parallèlement à ces constatations, il y a dix ans, le paradigme émergeant de la Programmation Orientée Objet (POO) prenait force et vigueur. L'idée, au début pour beaucoup incongrue, voire saugrenue, de développer des programmes orientés objet pour la MEF ne s'imposa que très lentement. Bien sûr, par certains aspects, la MEF semble faite pour la POO: ses éléments et ses noeuds sont comme nés pour devenir des objets. En contre partie cependant, la MEF demande une haute capacité de calcul mieux supportée à l'époque par les langages classiques. Si ces dernières limitations sont aujourd'hui dépassées, d'autres difficultés sont apparues que seule l'expérience pouvait révéler.

LA PROGRAMMATION ORIENTEE OBJET APPLIQUEE A LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

Motivation

La résolution d'un problème par la MEF fait appel à de nombreuses notions qui interviennent à des niveaux d'abstraction différents: concepts numériques, topologiques, géométriques, cinématiques. Au lieu de manipuler directement ces concepts, la

¹ Ing. Civil dipl. EPF, Cubus AG, Engineering Software, 8052 Zurich, Suisse

programmation classique se concentre dès le début du développement sur le comment au lieu du quoi (cf. Baugh et Rehak [16]) en spécifiant en détail la suite des opérations à exécuter. Cela conduit à des programmes à structure plate.

Pour limiter la complexité, les programmes d'EF "universels", longs souvent de plusieurs centaines de milliers de code FORTRAN, sont découpés en modules. Chaque module regroupe les routines relative à une tâche plus générale (trier, résoudre, afficher). Certains langages supportent directement cette programmation modulaire et permettent de définir pour un module des routines privées et publiques vis-à-vis des autres modules. En FORTRAN, c'est au programmeur de définir l'interface et de s'y conformer. Cependant, les données telles les connectivités, les propriétés des matériaux, etc., restent directement accessibles à l'ensemble des routines. La modification de leur structure impose une modification d'un nombre considérable de routines dans plusieurs modules (le plus souvent, les données concernées viennent immanquablement grossir les *common blocks*). De tels changements ne sont la plupart du temps même pas envisageables. Outre le fait qu'un tel découpage ne tient pas compte de la réelle nature des entités manipulées, la structure des données demeure plate et intouchable.

Pour donner de la profondeur au programme, pour le construire sur une structure hiérarchisée souple, il faut donc commencer par structurer les données, détacher les différents niveaux d'abstraction. C'est ce que se propose de faire la POO.

Les pionniers

Les premiers auteurs à publier dans ce domaine sont en 1988 Collain, Fouet et Regnier [3] qui, avec Baugh et Rehak [1], proposent une nouvelle approche qui replace le centre du développement sur l'abstraction des données plutôt que sur les procédures dans la conception des programmes. La POO en tant que méthodologie à appliquer pour atteindre ce but est proposée pour la première fois par Miller [14] ainsi que par Baugh et Rehak [1].

Dans son premier travail sur ce thème, Miller [14] ne présente pas une librairie mais un programme en LISP autour d'une classe spécifique pour les degrés de liberté. La structure est un réseau de degrés de liberté, les forces sont des inputs et les déplacements les outputs des degrés de liberté qui sont pondérés par un coefficient de rigidité. Ce n'est que plus tard, à la suite de Baugh et Rehak, qu'il publie une petite collection de classes [15].

Avec Fenves [6] puis surtout Forde, Foschi et Stiemer [9] apparaissent les premiers programmes d'EF orientés objet. Ils démontrent déjà que ces programmes sont plus courts, probablement grâce à l'effet d'héritage, et tout aussi performants que leurs prédecesseurs en FORTRAN ou C.

Les premiers travaux de Forde, Foschi et Stiemer [7][8] sont contemporains de ceux de Baugh et Rehak. Pourtant l'équipe de Forde cite les travaux de Rehak, ce qui nous incite à placer ceux-ci avant. L'équipe de Forde compare deux programmes écrits en parallèle, l'un en C, NAP, l'autre en ObjectPascal, Object NAP. Pour la manipulation des matrices et la résolution des systèmes d'équations, Object NAP fait appel à des procédures indépendantes développées en C pour NAP afin d'optimiser les temps de calculs. L'idée d'un environnement mixte qui utilise le meilleur des deux mondes (orienté objet et procédural) est donc déjà explorée.

Les chercheurs sont nombreux ensuite à s'engouffrer dans la brèche. Il faut signaler dans la première vague les travaux d'Yves-Dominique Dubois-Pélérin en collaboration avec Patricia Bomme et sous la direction de Thomas Zimmermann. Ils publient dès 1990 des articles de référence dans le domaine, dégagent les notions essentielles et produisent plusieurs programmes complets dans différents langages OO [2][20][5]. Dans son travail de thèse [4], Y.-D. Dubois-Pélérin propose, avec le principe de non-anticipation, une extension des notions sur l'organisation du flux des opérations avancées par Baugh et Rehak.

Les idées fortes: les niveaux de savoir

Dès les premières publications, une tendance très claire s'est dessinée de vouloir transposer dans le code les différents niveaux de savoir liés à un objet. Sans doute cela est dû à la hiérarchie des niveaux d'abstraction prise comme base de développement dans la POO. Cela démontre à quel point une réflexion émise au niveau de la conception peut radicalement changer le code d'un programme.

La tendance est plus particulièrement sensible dans les classes éléments qui souvent forment les pierres angulaires de l'application. En 1989 déjà, Baugh et Rehak [1] séparent la topologie, le matériau, la géométrie et la rigidité. En 1993, Hoffmeister et Zahltén [12] proposent un modèle en six couches: d'abord les coordonnées, la géométrie et la géométrie différentielle, puis les fonctions de forme mathématiques, les fonctions de forme mécaniques et la fonction de forme de l'élément. En 1994, dans une présentation plus formelle, Lucas [13] distingue les niveaux de savoir topologique, géométrique, cinématique et énergétique. La topologie définit par exemple s'il s'agit d'un quadrilatère ou d'un triangle. La géométrie permet de décrire une topologie avec des fonctions linéaires ou quadratiques. La cinématique de l'élément, au sens large, décrit comment l'élément évolue sous l'action de sollicitations extérieures en définissant les degrés de liberté. La différentiation énergétique enfin propose plusieurs calculs pour la matrice de rigidité, avec intégration réduite par exemple.

Ces différentes couches permettent de construire un élément par héritage. Les données et fonctionnalités communes à tous les éléments sont à la racine de l'arbre d'héritage, elles se répartissent ensuite des plus générales aux plus particulières. Ainsi une grande partie du code est partagée par de nombreux types d'éléments, les mêmes fonctionnalités sont à coup sûr implémentées d'une seule et même façon à une place unique. Le code est plus compact et plus robuste.

Les idées fortes: le principe de non-anticipation

Le principe de non-anticipation est introduit par Y.-D. Dubois-Pèlerin [4] comme l'aboutissement extrême de la réflexion sur le flux des opérations amorcée par Baugh et Rehak. La programmation procédurale conduit, par définition, à construire un programme par une suite d'opérations successives. À l'inverse, la programmation par objet propose de définir une collection d'opérations possibles, mais non obligatoires, sans ordre pré-établi, sur un set de données. Il apparaît dès lors que la programmation par objet ne peut prendre toute sa dimension que si chaque méthode peut réellement être appelée à n'importe quel moment. La définition du principe s'énonce comme suit: "le contenu d'une méthode ne doit être basé sur aucune présupposition quant à l'état du système" [4].

Pour arriver à un tel résultat, chaque méthode doit s'enquérir de l'état du système, plus particulièrement de l'état de l'objet auquel elle se rattache, à chaque fois qu'elle est appelée et réagir en conséquence.

Ce principe conduit à écrire des programmes extrêmement robustes. Il a cependant un coût non-négligeable, particulièrement en temps d'exécution. Comme pour tout principe d'ordre général, il appartient au programmeur de savoir, dans le contexte de son logiciel, jusqu'où l'application d'un tel principe assure plus d'avantages que d'inconvénients.

Librairies numériques

La POO encourage le développement de librairies génériques de classes pouvant servir de base pour toute une famille d'applications. Ainsi des librairies numériques sont très vite apparues. Elles sont aujourd'hui extrêmement nombreuses et diverses en termes de capacité et de qualité. Elles proposent invariablement comme base de travail un éventail de classes vecteurs et matrices avec leurs dérivées (sous-matrices, matrices diagonales, triangulaires, skyline, etc.) et toutes les méthodes utiles à leur manipulation. Un soin particulier est apporté à ces classes avec un engouement général, car elles représentent les prototypes mêmes des

extensions du langage mathématique naturel dans le langage de programmation que la programmation orientée objet revendique. Au-dessus de ces classes, les libraries les plus complètes offrent des solveurs linéaires, non-linéaires, différentes méthodes d'optimisation, toute une panoplie de noyaux d'applications numériques. Certaines de ces librairies ont acquis une notoriété indiscutable (BLITZ, GNUSSL, TNT, Newmat, NIHCL, Octave, MatClass, MATCOM, Matrix, Matrix class, Matrix.h++, Linpack.h++, M++).

Librairies d'éléments finis

Les librairies de classes pour la MEF sont plus rares mais surtout plus disparates que leurs consœurs dédiées au calcul numérique. D'une librairie à l'autre, les approches sont très différentes et fortement marquées par le domaine d'application du programme pour lequel elles ont d'abord été écrites. Certaines classes semblent cependant incontournables, mais il est difficile de dire si cela est dû aux textes de référence dans le domaine qui les mettaient déjà en exergue, en particulier [1], ou si cela tient à leur nature même. Ainsi des classes pour les noeuds et pour les éléments se retrouvent partout.

La plupart des librairies sont livrées avec une application complète qui utilise parfois encore d'autres librairies telles celles évoquées ci-dessus. La très grande majorité de ces programmes relève du *freeware* ou du *shareware*, les grands programmes commerciaux n'ayant pour la plupart pas fait le saut de FORTRAN vers les langages OO. Sur Internet, chacun peut ainsi se procurer en *freeware* avec le code source: ALADDIN, Diffpack, FEACPP, FELT, FEMLAB, FEMLIB, FreeFEM, GEOCRACK, GRAPE2, GBEAM, PHYSICA, ... Pour les PC: BETON, FE2D, FEA, FRMECH, GBW16, , SANS30, TBAP, ... En *shareware*: CADRE, DynaTool, FEMIS, FRANC3D, MARC/designer, MICROSAFE, ... Et la liste n'est bien sûr pas complète.

LIMITES, DIFFICULTES ET PIEGES DE LA POO

Avant tout

Choisir comme nouveau paradigme la POO a des implications très lourdes. Quel est le but recherché: suivre le mouvement général? Gagner du temps dans le développement? Passer le design à la trappe en essayant des prototypes? Ces motivations sont dangereuses et néfastes. La POO apporte des avantages incontestables dans certains domaines, mais elle ne résout pas tous les problèmes. Son apprentissage demande plus que la lecture de quelques livres, il faut réellement mettre les doigts dedans, s'essayer sur quelques petits projets pour en comprendre l'essence. En programmation plus que partout ailleurs, rien ne remplace l'expérience, même pas de solides connaissances théoriques. Et pour un programmeur averti de l'école classique, c'est encore pire: il faut désapprendre à programmer avant que de se lancer dans la POO. De plus, il est rare d'avoir près de soi un collègue riche d'expériences en la matière.

Trop souvent aussi, il y a confusion entre l'être et le paraître: définir des classes ne suffit pas à la POO, tout comme supprimer les GOTO et faire des sous-routines ne suffit pas à la programmation modulaire. Les langages comme C++ ou Object Pascal ne sont que des intermédiaires pour exprimer un concept, ils ne sont pas le paradigme lui-même. Symétriquement, ce n'est pas parce que la POO s'applique particulièrement bien aux applications *event-driven* ou client/serveur que l'implémentation reposera par essence sur ce paradigme.

Une dernière difficulté enfin inhérente à la POO est que celle-ci n'a pas encore atteint sa maturité. L'environnement est en constant changement, les limites du paradigme sont parfois encore floues, les méthodologies et les langages évoluent. Le programmeur peut se retrouver dépendant d'un compilateur qui seul offre les caractéristiques requises, ou il risque de perdre du temps à contourner les déficiences de la technologie.

Des choix difficiles: la méthodologie et le langage

Une méthodologie est un ensemble de pratiques, de notations, d'étapes et d'approches qui structurent et facilitent la gestion des cycles de développement d'un programme informatique. Avec la POO sont apparues de nouvelles méthodes d'analyse et de conception adaptées à cette nouvelle école. Le temps a décanté les eaux troubles des premières années qui ont vu fleurir nombre de méthodes. Il n'en reste aujourd'hui plus que quelques unes, peut-être les meilleures. Citons Booch, Coad and Yourdon, OMT (Rumbaugh et al.), OOSE (Jacobson et al.) et RRD/CRC (Beck, Wirfs-Brock, et al.). Il est impossible de développer efficacement en dehors de toute méthodologie.

Ces méthodologies ont toutes un point commun qui les différencient de l'école classique: le modèle de développement en cascade est rejeté au profit d'une approche itérative: le développement est un processus de découvertes et de raffinements successifs. Plus le projet est important et développé par une large équipe, plus la méthodologie aura une influence sensible.

Le choix du langage est peut-être le plus difficile, même si les candidats sérieux sont finalement peu nombreux. En effet, à moins qu'il ne s'agisse d'une application interne de faible envergure, rares sont les développeurs qui s'aventurent avec c@t ou Python. Les programmes d'EF sont généralement destinés à être utilisés par des bureaux d'ingénieurs, il faut donc s'adapter aux plateformes existantes les plus répandues. Les langages les plus en vue sont alors C++, Smalltalk, Object Pascal, Objective C et, dans une moindre mesure, Eiffel.

Le langage le plus répandu est sans conteste C++. Adopté par les plus grandes firmes pour leur développements orientés objet (Sun, HP, IBM et même Apple jusqu'à il y a peu), C++ bénéficie du plus grand nombre de compilateurs et d'outils, de la plus large base de plateformes compatibles et d'une collections de librairies impressionnante. Ignorer C++, c'est se couper de ce monde ouvert. Difficile donc de faire sans C++.

Pourtant tous s'accordent à dire que C++ justement est difficile. Le langage est extraordinairement vaste et complexe. Cela tient principalement à son développement particulier: présenté dans sa version la plus primitive par Bjarne Stroustrup [17], le langage s'est enrichi, année après année, au gré des doléances de ses utilisateurs [18]. Un comité international, chargé de conserver une cohésion et une ligne claire au langage, a finalement produit, après plus de dix ans de travail, la première version standard de C++.

Cette cohésion n'apparaît sans doute pas aux yeux du néophyte. Le langage permet de tout faire ou presque; pire, il génère sans crier gare certaines portions de code manquant. La surcharge d'opérateurs génère de nombreuses variables temporaires: dans le cas d'opérations sur les matrices, cela peut provoquer des problèmes de mémoires importants que seul un utilisateur expérimenté saura maîtriser. Les règles qui permettent de déterminer, dans le cas des objets polymorphes soumis à l'attache tardive, quelle méthode sera appliquée en réponse à tel message sont parfois assez compliquées. De plus, l'information en cours d'exécution sur le type de l'objet (RTTI: Run-Time Type Information), introduite dans le standard, permet aujourd'hui de dépasser les limitations de l'attache tardive.

Object Pascal est un langage nettement plus concis et strict que C++, plus pauvre aussi. Il est plus facile à maîtriser donc, mais certains programmeurs trouveront ses limites trop étoites. C'est un langage qui permet de développer des applications très robustes, cependant il n'existe apparemment pas de librairie numérique en Object Pascal, les publications dans ce langage sont rares ou inexistantes, en particulier pour la MEF, et le programmeur est très dépendant du compilateur de Borland.

Smalltalk est aux yeux de beaucoup le langage orienté objet qui offre l'implémentation la plus pure du paradigme. Il n'a qu'un nombre restreint de compilateurs mais reste, à côté de C++, un langage prioritaire chez IBM. Sa large bibliothèque standard en fait le candidat idéal pour le développement rapide de prototype et de très nombreuses publications lui sont

consacrées, également dans le domaine de la MEF. Mais Smalltalk est un langage interprété, il n'est donc pas adapté aux grandes applications commerciales.

Objective-C est en quelque sorte un Smalltalk compilé, plus rapide donc. Simple et concis, très élégant, Objective-C propose une librairie standard pratiquement identique à celle de Smalltalk. C'est le langage choisi par NeXT pour tous ses développements et donc, depuis peu, le premier langage chez Apple. Il y a très peu de publications relatives à Objective-C. Depuis que Stepstone s'est retiré du marché, il n'y a plus qu'un seul compilateur mais le code source est public: le compilateur GNU permet de compiler C, C++ et Objective-C en permettant même à des objets C++ d'envoyer des messages à des objets Objective-C, et inversément. C'est certainement un excellent choix pour le développement de programmes EF, mais il ne faut pas perdre de vue que l'avenir d'Objective-C est entre les mains d'Apple.

Il est difficile après coup de comprendre ce qui a fait le succès d'un langage. Les facteurs économiques semblent souvent prépondérants face aux capacités techniques. La popularité de certains langages de programmation orientés objet tels C++ ou Object Pascal, par opposition à des langages comme Smalltalk ou Eiffel, est peut-être aussi due au fait que de nombreux programmeurs C ou Pascal pensent qu'il est aussi simple de les maîtriser que charger une "upgrade" du language. En fait, il est probablement plus simple d'apprendre C++ sans connaître C, car de subtiles différences existent entre les deux langages qui rendent leur proximité dangereuse, et il est difficile de se départir de ses vieilles habitudes.

Design versus prototypes

En POO, le design, particulièrement sur les projets de recherche, est trop souvent négligé ou même passé à la trappe pour être supplanté par des prototypes. Pourtant, l'un ne peut remplacer l'autre. Le prototype n'est là que pour tester une option du design, même si la tentation est forte d'en faire la base du développement, et de simplement prolonger le prototype pour obtenir le produit fini.

Comme point de repère, il est généralement admis que les phases d'analyse et de design doivent recouvrir 25 à 35% du temps de développement total (analyse, design, implémentation, révision). Il faut absolument appliquer des méthodes appropriées à la POO et se départir des schémas classiques. Le modèle des flux d'information (*information flow model*), issu des méthodes d'analyse et design structurés est à l'opposé du processus de capture des objets. Un design orienté sur les données (*data-oriented*) va produire des classes agrémentées de *get* et *set*, mais sans véritable fonctionnalité ou responsabilité. A l'opposé, un design orienté sur les processus (*process-oriented*) aura tendance à construire des classes comme une collection de fonctions sans attribut propre.

Gérer la complexité

Encapsuler ne veut pas seulement dire cacher les données, mais aussi cacher toutes les méthodes qui ne sont nécessaires qu'à la classe elle-même. Les autres classes ne doivent pouvoir appeler que les méthodes qui offrent un service à l'extérieur. Il ne faut pas oublier que le nombre des messages possibles croît de façon vertigineuse avec le nombre de classes et de méthodes: pour N classes avec chacune M méthodes, le nombre total de messages possibles est: $M \cdot N(N-1)$, soit, pour 25 classes avec chacune 7 méthodes un total de 4200 messages à tester!

L'impossible recyclage

Une des motivations à la base du développement de la programmation orientée objet a été le désir de réutiliser de grandes parties du code dans plusieurs applications aussi différentes soient-elles. Bien sûr depuis longtemps déjà quelques routines spécialisées sont utilisées dans différents programmes, mais cela reste dans une famille d'applications semblables (par exemple une routine pour résoudre un système d'équation). La programmation classique ne permet pas d'agir de même pour des notions plus générales, par exemple de définir un type

pour les matrices avec toutes les opérations qui s'y réfèrent. Cela tient principalement à l'enchevêtrement intimes des différentes routines et à la dissémination des données dans le code.

Avec la programmation par objet, c'est possible. De là à dire que cela ce fait couramment... Les seules grandes librairies d'objets qui soient réellement utilisées sont soit celles fournies avec un langage comme la hiérarchie Smalltalk [11] ou la collection ICpak 201 de Stepstone en Objective-C, soit celles liées à un environnement de développement comme les classes MacApp en Object Pascal par Apple ou the Foundation Framework par NeXT pour OpenStep. Quelques grandes librairies font exceptions telles the InterViews collection ou the National Institutes of Health (NIH) collection, toutes deux en C++.

Les raisons de cet échec sont multiples. Cela tient d'abord au fait qu'écrire une librairie de classes qui soit cohérente, efficace, documentée et simple d'emploi est un travail ardu, bien plus complexe qu'écrire pour soit-même une collection de classes pour une application donnée. Il faut être beaucoup plus vigilant, prévoir les extensions futures les plus probables, faciliter leur mise en place, faire un code très robuste. Première mauvaise nouvelle: recycler ne consiste donc pas simplement à réutiliser les classes prévues pour une autre application, il faut décider avant de coder ce que l'on désire réutiliser par la suite pour que le recyclage soit possible. Deuxième mauvaise nouvelle: les déficiences de la généralisation n'apparaîtront qu'avec le recyclage. Troisième mauvaise nouvelle: la plupart du code réutilisable par nature parce que très général et universellement demandé est déjà fourni par les systèmes de développement, il s'agit présisément des librairies citées ci-dessus pour les interfaces graphiques, les classes numériques simples et les conteneurs ou des systèmes d'entrée/sorties et de gestion mémoire.

Il faut ensuite avouer que nombre de programmeurs rechignent à utiliser le code d'un autre sans le comprendre ou sans pouvoir le modifier soit pour l'améliorer, soit pour l'adapter au style de l'ensemble (convention pour les noms, les majuscules, collision de noms). Il semble que personne n'avait pensé à cet aspect humain.

En outre, le recyclage n'est le plus souvent possible que pour les classes de base ou du haut de la hiérarchie (les classes les plus générales). Le moindre changement impose alors la création d'une sous-classe, la hiérarchie devient très profonde. A la longue, chaque classe utilise des méthodes définies par des super-super-classes, il faut constamment remonter et redescendre la hiérarchie pour comprendre le comportement d'un objet et le modifier, c'est le problème du yoyo [19].

Toutes ces considérations cependant masquent le fait que le recyclage du design est aussi important, sinon plus, que le recyclage du code. La partie la plus importante de la création vient de l'architecture de la solution, pas de l'implémentation. L'avantage de ce type de recyclage est qu'il n'est en aucune manière lié aux spécificités d'un langage. Ce type de réflexion est depuis quelques années promu au devant de la scène sous le nom de patron de conception (*design pattern*) et de nombreux ouvrages qui se réclament de l'école de l'architecte Christopher Alexander proposent des collections de patrons pour faire face aux problèmes de conception les plus courants de la POO [10]. Le système Modèle-Vue-Contrôleur en est un exemple précurseur.

De l'usage des librairies numériques

La partie numérique des programmes d'éléments finis est à la fois un domaine de prédilection et une candidate rétive à la classification. Certes l'écriture à l'aide d'une librairie adéquate est plus proche de la formulation mathématique initiale, mais le travail pour préparer une telle librairie est difficile et conséquent et le résultat n'est pas toujours à la hauteur des espérances. La rapidité d'exécution n'est pas mise en question, il a été prouvé que les programmes écrits par exemple en C++ concurrencent aisément leurs homologues en FORTRAN. Il n'existe pourtant pas à ce jour de librairie numérique orientée objet qui se soit

imposée comme un standard, ni de classe Solver largement diffusée. L'avantage des solveurs FORTRAN est qu'ils existent, et depuis longtemps, qu'ils ont prouvé leur efficacité et qu'ils sont connus. Alors pourquoi les réécrire? Le solveur est, de toute manière, toujours une boîte noire. Une classe enveloppante (*wrapper*) autour d'une librairie classique avec une interface claire suffirait dans la plupart des cas, et les concessions faites à la POO seraient minimes.

A l'inverse, utiliser des librairies existantes peut présenter quatre inconvénients majeurs, hormis le fait que la librairie peut être de mauvaise qualité.

- Les librairies ne sont généralement pas compatibles entre elles, il n'existe aucun standard et chacune présente une approche différente.
- Il y a une dépendance qui se crée vis-à-vis de la librairie. S'il faut changer de plateforme, ou si la société ferme ses portes, il faudra chercher une librairie équivalente ou pire écrire malgré tout soi-même une librairie.
- Les librairies existantes couvrent généralement des besoins très généraux, assez éloignés de mes besoins réels, et peuvent se révéler beaucoup plus vastes que prévu. Le temps à investir pour bien connaître une librairie est un facteur à ne pas négliger. Ce dernier point a peut-être précipité la faillite de Taligent qui voulait conquérir le marché avec une librairie de près de 2'000 classes!
- Il n'existe le plus souvent pas de document imprimé pour ces librairies et les versions se succèdent assez rapidement. Ceci est en partie dû au fait que jusqu'à très récemment (janvier 98), il n'existait pas de standard pour C++.

CONCLUSIONS

La programmation orientée objet a fait miroiter de nombreux espoirs dans la communauté informatique: développement plus rapide, architecture modulaire par essence, meilleure gestion de la complexité, adéquation avec le monde réel et réutilisation du code en prime. La réalité est assez éloignée de ce monde enchanteur.

Le développement n'est plus rapide que pour certaines applications spécifiques et sous certaines conditions: pour des masques d'accès à des bases de données (database browsers) par exemple, s'il y a possibilité d'utiliser des librairies existantes, si l'environnement de programmation offre un support à la POO, si l'investissement dans le design est suffisant.

Le fait de travailler avec des objets, des sous-systèmes et des frameworks ne suffit pas à garantir une architecture modulaire. Les objets peuvent être enchevêtrés, tous liés entre eux par des connections multiples et circulaires. Seul un design adéquat évitera cet écueil.

Le principe de non-anticipation n'est pas toujours favorable: son coût en temps d'exécution peut se révéler assez lourd et il atteint ses limites entre autres avec les entrées/sorties.

La gestion de la complexité est fille de l'architecture modulaire. Le développeur se retrouve très vite face à une masse d'objets qui se parlent l'un l'autre d'une manière parfois difficile à comprendre, à suivre et à prédire. Au-delà des modules, il faut apprendre à séparer clairement, presque hermétiquement, les différents niveaux d'abstraction. Cela demande une longue pratique et un design solide.

Le recyclage n'est pas un bonus automatique qui jaillit de la collection de classes à la fin du développement. Il y a tout un environnement propice au recyclage qu'il faut créer et entretenir, depuis le design jusqu'à l'implémentation, qui se traduit par un ensemble de règles à respecter. Bénéficier du recyclage en aval implique un lourd investissement en amont.

Il demeure indéniable que la POO offre une meilleure adéquation avec le domaine étudié, particulièrement s'il s'agit de simulation du monde réel, les objets désignant des machines, des outils, des documents, des clients. Les applications de type *event-driven* et les interfaces

graphiques - qui sont largement basées sur ce principe - s'intègrent particulièrement bien à la POO. De même les applications client/serveur sont des candidates tout désignées pour la POO: les messages entre objets reflètent bien les messages client/serveur. Encore une fois, ces avantages sont soumis à la maîtrise de l'analyse et du design. Par de nombreux aspects, la MEF est donc une candidate idéale à la POO: il s'agit d'une simulation de processus physiques appliqués à des corps réels, la majorité des notions misent en oeuvre sont communes à tous les programmes d'EF, l'interface graphique prend une part toujours plus considérable dans les applications et requiert une structure *event-driven* doublée le plus souvent d'une architecture client/serveur. Si la zone d'ombre reste la partie numérique, les principales difficultés sont plutôt dues à une mauvaise mise en oeuvre du paradigme qu'à des limitations du paradigme lui-même.

Tous les bénéfices revendiqués ne sont donc pas inaccessibles, loin de là, mais rien n'est gratuit, même dans le monde de la POO. La programmation de la méthode des éléments finis, qui tire de nombreux avantages de la POO, n'est pas gagnante sur tous les points. Souvent, le cruel constat n'est formulable qu'à la fin du projet ou lorsque celui-ci est déjà fort avancé. Il n'y a pas meilleur professeur que l'expérience personnelle.

REFERENCES

- [1] Baugh John Wesley Jr and Daniel R. Rehak, *Computational Abstractions for Finite Element Programming*, Technical Report R-89-182, Dpt Civil Engineering, Carnegie Mellon University, September 1989.
- [2] Bomme Patricia, Yves-Dominique Dubois-Pèlerin et Thomas Zimmermann, *Application de la Programmation Orientée Objet à la Méthode des Eléments finis - Développement d'un logiciel pour l'analyse dynamique en C_talk*, Ecole Polytechnique Fédérale, DGC, Rapport interne IREM 90/6, Lausanne, Mai 1990.
- [3] Collain E., J.-M. Fouet and G. Regnier, *Pour un calcul de structures orienté objets*, Fouet, Ladevèze and Ohayon Ed., Pluralis, Vol. 2, 1988.
- [4] Dubois-Pèlerin Yves-Dominique, *Object-Oriented Finite Elements: programming concepts and implementation*, Thèse No 1026, Ecole Polytechnique Fédérale, DGC, Lausanne, 1992.
- [5] Dubois-Pèlerin Yves-Dominique and Thomas Zimmermann, *Object-Oriented Finite Element Programming: III-An efficient implementation in C++*, Ecole Polytechnique Fédérale, DGC, LSC Internal Report 92/20, Lausanne, September 1992.
- [6] Fenves Gregory L., "Object-Oriented Programming for Engineering Software Development", in *Engineering with Computers*, Vol. 6, N° 1, pp. 1-15, 1990.
- [7] Forde Bruce W. R., Alan D. Russell and Siegfried F. Stiemer, "Object-Oriented Knowledge Frameworks", in *Engineering with Computers*, Vol. 5, N° 2, pp. 79-89, 1989.
- [8] Forde Bruce W. R. and Siegfried F. Stiemer, "Knowledge-Based Control for Finite Element Analysis", in *Engineering with Computers*, Vol. 5, N° 3/4, pp. 195-204, 1989.
- [9] Forde Bruce W. R., Ricardo O. Foschi and Siegfried F. Stiemer, "Object-Oriented Finite Element Analysis", in *Computers & Structures*, Vol. 34, N° 3, pp. 355-374, 1990.
- [10] Gamma Erich, Richard Helm, Ralph Johnson and John Vlissides, *Design Patterns: Elements of Reusable Object-Oriented Software*, Addison-Wesley, Reading, MA, 1995.
- [11] Goldberg Adele and David Robson, *Smalltalk-80: The Language*, Addison-Wesley, Reading, MA, 1989.
- [12] Hoffmeister Petra und Wolfhard Zahlten, "Entwicklung eines objektorientierten FE-Modells zur Analyse beliebig gekrümmter Schalentragwerke", in *Forum Bauinformatik - Junge Wissenschaftler forschen - München '93*, VDI Verlag, Düsseldorf, Oktober 1993.
- [13] Lucas Damien, *Méthode des Eléments Finis et Programmation Orientée Objet - Utilisation du Langage Ada*, Thèse de Doctorat, Ecole Centrale Paris, Paris, Mai 1994.

- [14] Miller G. R., "A LISP-Based Object-Oriented Approach to Structural Analysis", in *Engineering with Computers*, Vol. 4, pp. 197-203, 1988.
- [15] Miller G. R., "An Object-Oriented Approach to Structural Analysis and Design", in *Computers & Structures*, Vol. 40, N° 1, pp. 75-82, 1991.
- [16] Rehak Daniel R. and John Wesley Baugh Jr, "Alternative Programming Techniques for Finite Element Program Development", in *Proceedings IABSE Colloquium on Expert Systems in Civil Engineering*, IABSE, Bergamo, September 1989.
- [17] Stroustrup Bjarne, *The C++ Programming Language*, Addison-Wesley, Reading, MA, 1987.
- [18] Stroustrup Bjarne, *The Design and Evolution of C++*, Addison-Wesley, Reading, MA, 1994.
- [19] Taenzer David, Murthy Ganti and Sunil Podar, "Objet-Oriented Software Reuse: The Yoyo Problem", in *Journal of Object Oriented Programming (JOOP)*, Vol. 2, N° 6, pp. 30-35, 1989.
- [20] Zimmermann Thomas, Yves-Dominique Dubois-Pèlerin et Patricia Bomme, *Object-Oriented Finite Element Programming: I-Governing principles II-A prototype program in Smalltalk*, Ecole Polytechnique Fédérale, DGC, LSC Internal Report 91/2, Lausanne, January 1991.

ZUR ANALYSE UND BEMESSUNG VON STAHLBETONQUERSCHNITTEN

H. Elmer¹

ZUSAMMENFASSUNG

Die Berechnung von Querschnitten mit einer beliebigen Querschnittsumfahrung unter „Biegung und Normalkraft“ unterscheidet sich in den meisten Ländern im wesentlichen nur durch unterschiedliche Materialgesetze und Sicherheitsfaktoren. Im Gegensatz dazu sind für Querkraft- und Torsionsberechnungen keine einheitlichen Modelle vorhanden oder existieren nur für bestimmte Querschnittsformen. Als Grundlage für ein allgemeineres Vorgehen kann aber ein auf Schubwänden aufgebautes Querschnittsmodell dienen. Um den Eingabeaufwand minimieren und normgerechte Berechnungen durchführen zu können, sollten aber oft verwendete Querschnitte parametrisiert werden.

SCHLÜSSELWÖRTER

Stahlbeton, Querschnittsberechnung, Bemessung

EINLEITUNG

Für die Analyse und Bemessung von Stahlbetonkonstruktionen stehen leistungsfähige Computerprogramme zur Verfügung. Die Erstellung eines allgemein verwendbaren Programmes stellt insofern eine anspruchsvolle Aufgabe dar, als dass einerseits die Grundsätze der Mechanik, andererseits aber auch die Vorschriften der verwendeten Konstruktionsnormen erfüllt sein sollten. In den Normen werden die zu Grunde gelegten Prinzipien in der Regel zunächst sauber beschrieben. Als Hilfe für die Berechnung von Hand werden dann aber auch noch vereinfachte Methoden für oft vorkommende Fälle beschrieben. Diese sind nicht immer widerspruchsfrei und können somit auch nicht immer direkt in ein Programm umgesetzt werden.

Die im vorliegenden Beitrag beschriebenen Prozeduren wurden im Rahmen der Wartung und Weiterentwicklung von kommerziellen Programmen verwendet. Es werden einige Aspekte der klassischen Analyse und Bemessung eines Stahlbetonquerschnittes besprochen. Die Gültigkeit der klassischen Bieglehre wird vorausgesetzt, d.h. man befindet sich in einem kontinuierlichen Bereich des Stabes und die Untersuchung von last- und geometriebedingten Diskontinuitäten wird nicht behandelt.

Auf Querschnittsniveau kann der Spannungszustand in einem bestimmten Stabquerschnitt durch einen Vektor mit sechs Komponenten beschrieben werden. Dieser wird für die meisten Berechnungen in einen ersten Anteil "Biegung mit Normalkraft" {F} und einen zweiten Anteil "Querkraft und Torsion" {Q} aufgeteilt. Für viele Betrachtungen werden diese beiden Anteile dann getrennt behandelt. Einen Stahlbetonquerschnitt bemisst man zuerst auf Biegung mit Normalkraft und führt anschliessend die Bügelbemessung durch. Als letztes wird dann der Einfluss der Querkraft und der Torsion auf die Längsseisen untersucht.

¹ Dr.sc.techn., Cubus AG, Engineering Software, 8052 Zürich

BIEGUNG MIT NORMALKRAFT

Bei einem beliebig aufgebauten Querschnitt sind folgende drei Hauptaufgaben zu lösen

1. Bestimmung der Schnittkräfte für eine gegebene Dehnungsebene
2. Bestimmung der Dehnungsebene für gegebene Schnittkräfte
3. Bestimmung der Traglast für gegebene Schnittkräfte

Die einfachste Aufgabe besteht darin, für eine gegebene Dehnungsebene die zugehörigen integralen Schnittkräfte zu finden. Das als Querschnittsintegration bezeichnete Verfahren umfasst folgende Schritte:

- Bestimmung von $\epsilon(y,z)$ in den Integrationspunkten des Querschnittes:

$$\epsilon(y,z) = \epsilon_x - z \cdot \chi_y - y \cdot \chi_z \quad (1)$$

- Ermittlung der zugehörigen Spannung mit Hilfe des vom Benutzer gewählten Materialgesetzes:

$$\sigma(y,z) = f(\epsilon(y,z)) \quad (2)$$

- Aufsummation über alle "Fasern" des Querschnittes:

$$N_x = \iint_A \sigma(y,z) \cdot dA \quad (3)$$

$$M_y = \iint_A \sigma(y,z) \cdot z \cdot dA$$

$$M_z = \iint_A \sigma(y,z) \cdot y \cdot dA$$

Faktoren für die numerische Integration: H_i = Gewicht, a_i = Ort

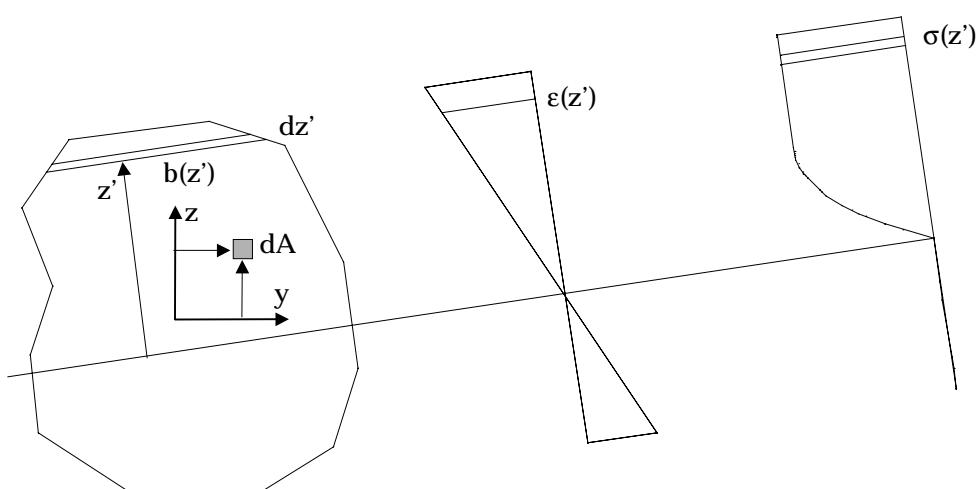


Fig.1 - Biegung mit Normalkraft

Die numerische Integration eines Teilquerschnittes ist einfach, wenn man den Querschnitt in einem gedrehten Koordinatensystem (y' parallel zur Neutralachse) betrachtet. Alle Fasern in einem bestimmten Abstand haben dann die gleiche Spannung. Mit Hilfe einer Gauss'schen Integration lässt sich z.B. die Normalkraft wie folgt bestimmen:

$$N_x = \int b(z') \sigma(z') dz' = \int f(z') dz' = \sum H_i f(a_i) \quad (4)$$

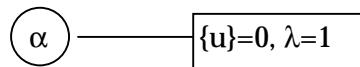
Oft sind die Schnittkräfte $\{F\}$ gegeben und es soll die zugehörige Dehnungs- und Spannungsverteilung gefunden werden oder für gegebene Schnittkräfte soll ein Traglastfaktor λ so bestimmt werden, dass für die Beanspruchung $\lambda \cdot \{F\}$ eine bestimmte maximale Randdehnung gerade erreicht wird.

Beide Aufgaben lassen sich in ähnlicher Weise mit einem modifizierten Newton-Raphson Verfahren iterativ lösen

gegeben:

$\{F\}$, Querschnittsgeometrie, Material
Verzerrungen $\{u\}$ und Traglastfaktor λ

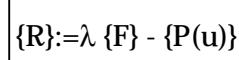
Initialisierung:



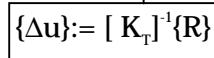
Querschnittsintegration:



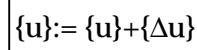
Residualkräfte:



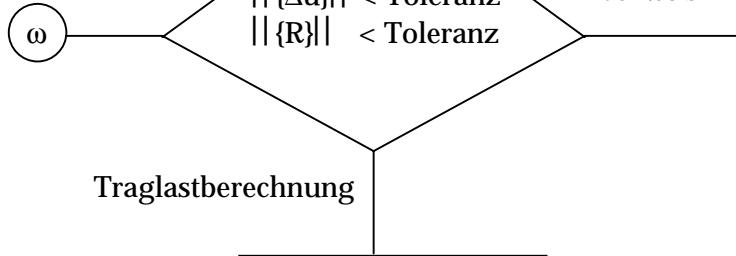
Verzerrungssinkrement:



Neue Verzerrung:

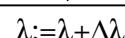


Abbruchkontrolle:



Verzerrungsanpassung für Traglastberechnung:

$\Delta\lambda$ wird so bestimmt, dass die maximale Randdehnung in jedem Iterationsschritt am oberen oder unteren Querschnittsrand gerade erreicht wird



Normalerweise sind sowohl beim Spannungsnachweis wie auch bei den Traglastberechnungen ca. 4 bis 10 Iterationen nötig.

Im Gegensatz zu einem Finite-Element-Programm mit vielen Freiheitsgraden, können die äusseren Lasten in einem Schritt aufgebracht werden. Die sture Anwendung des oben beschriebenen Newton-Raphson Verfahrens wird aber nicht in allen Fällen zum Ziel führen. Denn bei einem gerissenen Stahlbetonquerschnitt tritt beim ersten Iterationsschritt eine relativ starke Steifigkeitsänderung gegenüber der Steifigkeit des homogenen Querschnittes ein. Falls die Verschiebungen dann zu stark überschätzt werden, wird sich der Querschnitt anschliessend vollständig plastifizieren. Mit in den Normen gegebenen idealisierten Spannungs-Dehnungsbeziehungen weist der Querschnitt bei grösserer Plastifizierung im Normalfall keine relevante Steifigkeit mehr auf. Die Steifigkeitsmatrix lässt sich somit nicht mehr invertieren.

Eine einfache Massnahme zur Verbesserung der Konvergenz besteht darin, zusätzlich zur korrekt bestimmten Tangentenmatrix eine elastische Steifigkeit zu addieren.

$$[K_t]':= [K_t] + [K_e] \cdot \mu$$

In den meisten Fällen genügt ein Faktor $\mu=0.01$. Im Laufe der Iterationen sollte dann μ aber wieder reduziert werden. Aus praktischer Erfahrung kann zum Beispiel folgendes Schema vorgeschlagen werden:

Iterationsanzahl	1	5	10	20
Faktor μ	μ	$\mu \cdot 0.5$	$\mu \cdot 0.1$	$\mu \cdot 0.001$

Tabelle 1 - Reduktion der zusätzlichen elastischen Steifigkeit

QUERKRAFT UND TORSION

Aus der polygonalen Querschnittsumfahrung kann nicht automatisch ein passendes Modell für die Behandlung der Querkraft und Torsion abgeleitet werden. Es wird deshalb vorgeschlagen, für diese Beanspruchung ein von der Biegeberechnung unabhängiges Querschnittsmodell zu definieren, das im unten dargestellten Sinne aus einzelnen „Schubwänden“ besteht.

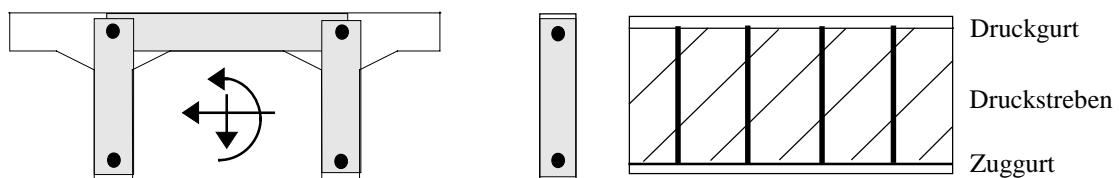


Fig.2 - Querschnittsmodell für Querkraft und Torsion bestehend aus einzelnen Schubwänden

Ein offener Querschnitt mit n Schubwänden besitzt somit n unbekannte Scheibenkräfte, wobei diese so verteilt sein müssen, dass sie mit den äusseren Schnittkräften im Gleichgewicht sind.

Zudem sollen die folgenden Voraussetzungen gelten:

- Eine Schubwand kann nur Kräfte in Richtung ihrer Achse aufnehmen.
- Pro Querschnitt können beliebig viele solcher Schubwände definiert werden, wobei im allgemeinen mindestens drei Schubwände eingegeben werden müssen, die sich zudem nicht in einem Punkt schneiden dürfen, damit auch Torsionsbeanspruchungen aufgenommen werden können.

- Alle Schubwände sind völlig unabhängig voneinander, d.h. es existiert keine Kompatibilität an den Kanten sich berührender Schubwände.

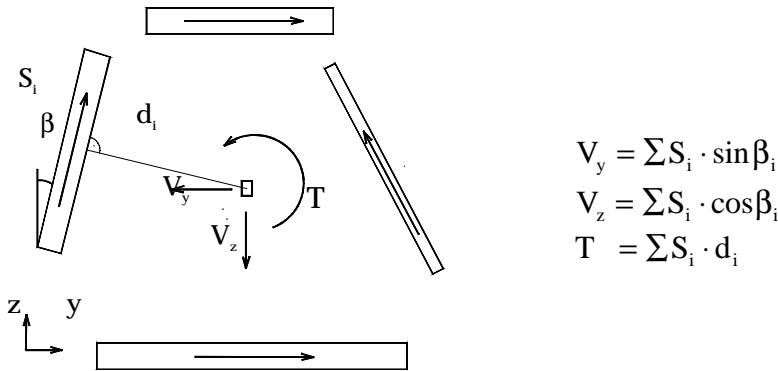


Fig.3 - Geometrische Beziehungen

Die Grösse der Scheibenkraft ist normalerweise abhängig von der Wandhöhe bzw. dem Trägheitsmoment der Wand, d.h. pro Schubwand kann man einen Gewichtsfaktor g einführen, welcher die Steifigkeit der entsprechenden Wand repräsentiert.

Die „normalisierte“ Beziehung zwischen der Scheibenkraft S_i und den gegebenen äusseren Kräften lautet dann

$$S_i = \frac{V_y \cdot g_{yi}}{\sin \beta_i \cdot \sum g_{yj}} + \frac{V_z \cdot g_{zi}}{\cos \beta_i \cdot \sum g_{zj}} + \frac{T \cdot g_{Ti}}{d_i \cdot \sum g_{Tj}} \quad (5)$$

Die Gewichte können auch komponentenweise unterschiedlich gross sein oder müssen evtl. zu Null gesetzt werden. Eine horizontale Schubwand kann beispielsweise keine vertikale Beanspruchung aufnehmen und muss deshalb inaktiv gesetzt werden. (Ein physikalisch vernünftiger Grenzwinkel ist für diese Fälle zu definieren!)

Für die n Scheiben eines Querschnittes gilt somit:

$$\{S\}_n = [G]_{nx3} \cdot \{Q\}_{3x1} \quad (6)$$

$[G]$ = Matrix gebildet aus den gegebenen Gewichten und den geometrischen Beziehungen.

Sind die Scheibenkräfte bekannt, so existiert eine analoge Beziehung zwischen den vorhandenen Scheibenkräften und den daraus resultierenden Kräften (vgl. Fig. 3):

$$\{Q\}_{3x1} = [T]_{3xn} \cdot \{S\}_n \quad (7)$$

$[T]$ = Beziehung zwischen den Scheibenkräften und den resultierenden Kräften
(abhängig von der Querschnittsgeometrie, nicht aber von den Gewichten)

Die Scheibenkräfte müssen mit den äusseren Schnittkräften im Gleichgewicht sein:

$$\{Q\} = [T] \cdot [G] \cdot \{Q\} \Rightarrow [T] \cdot [G] = [I] = \text{Einheitsmatrix} \quad (8)$$

Die vom Benutzer gegebenen Gewichtsfaktoren erfüllen das Gleichgewicht, falls $[T] \cdot [G]$ eine Einheitsmatrix ist. Normalerweise ist dies nicht der Fall und in Gl. (6) wird deshalb die Matrix $[G]$ durch $[G] \cdot ([T] \cdot [G])^{-1}$ ersetzt.

$$\{S\} = [G] \cdot ([T] \cdot [G])^{-1} \cdot \{Q\} \rightarrow \{Q\} = [T] \cdot \{S\} = ([T] \cdot [G]) \cdot ([T] \cdot [G])^{-1} \cdot \{Q\} \quad (9)$$

Falls die vom Benutzer gegebenen Gewichtsfaktoren „gut“ sind, so ist $[T] \cdot [G]$ nahezu oder evtl. exakt eine Einheitsmatrix, d.h. die vom Programm modifizierte Lösung wird somit nicht weit vom Benutzervorschlag liegen, jedoch Gleichgewicht erfüllen. Durch die Änderung der Gewichtsfaktoren wird die Lage des Schubmittelpunktes verändert. Wenn bei einem Querschnitt Schwerpunkt und Schubmittelpunkt übereinstimmen, so ist die Gleichgewichtsmatrix $[T] \cdot [G]$ automatisch eine Diagonalmatrix.

Sind die einzelnen Schubwandkräfte bekannt, so können die weiteren Nachweise und Bemessungen entsprechend den in den Normen beschriebenen Verfahren für jede Schubwand getrennt durchgeführt werden.

Nachzutragen bleibt noch, dass geschlossene Querschnitte bzw. Schubwandketten die einen geschlossenen Ring bilden, für Torsionsbeanspruchungen speziell behandelt werden müssen, weil ja in diesem Fall der Schubfluss konstant ist. Die Berechnung der Scheibenkräfte ist auch in diesem Fall einfach.

EINFLUSS DER QUERKRAFT UND TORSION AUF DIE LÄNGSSPANNUNGEN

Die in den Gurten jeder Schubwand vorhandenen Längskräfte müssen mit denjenigen aus Biegung und Normalkraft überlagert werden. Bei der klassischen Bemessung eines Durchlaufträgers wird dies durch Verschieben der Zugkraftlinie um ein bestimmtes Versatzmass erreicht. Im allgemeinen Fall mit schiefer Biegung und beliebigen Querschnittsformen ist dieses Vorgehen aber nicht sehr geeignet.

In einigen Programmen werden deshalb einfach die vorhandenen Normalkräfte bei der Bestimmung der Längsbewehrung um einen bestimmten Betrag, abhängig von der Neigung der Betondruckdiagonalen und der Beanspruchung, erhöht. Allerdings kann das Programm nicht automatisch kontrollieren, ob die so bemessenen zusätzlichen Bewehrungsflächen am richtigen Ort (d.h. in den Gurten) angeordnet wurden. Das bezüglich Anwendersicherheit erfolgversprechende Vorgehen besteht wohl darin, die gebräuchlichsten Querschnittsformen zu parametrisieren und die Berechnung für Biegung und Querkraft im oben beschriebenen Sinne getrennt durchzuführen. Ausgehend von den daraus resultierenden Werten können dann die zusätzlich erforderlichen Nachweise (z.B. Schubanschluss Platte - Steg) für jeden Querschnittstyp relativ einfach formelmässig hinzugefügt werden.

BENENNUNGEN

- A Fläche
- $\{F\}$ äussere Schnittkräfte (Vektor, gebildet aus den Schnittkräften N_x, M_y, M_z)
- $\{P\}$ innere Schnittkräfte (berechnet aus der Querschnittsintegration)
- $\{u\}$ Vektor gebildet aus der Längsdehnung ε_x und den beiden Krümmungen χ_y und χ_z
- $[K_T]$ tangentielle Steifigkeitsmatrix
- σ Spannung
- ε Dehnung
- λ Traglastfaktor
- $\{Q\}$ Vektor gebildet aus den Querkräften V_y, V_z und der Torsion T
- S_i Scheibenkraft in der i-ten Schubwand
- $[G]$ Matrix, welche Beziehungen herstellt zwischen den Schnittkräften und den Scheibenkräften unter Berücksichtigung von gegebenen Gewichtsfaktoren
- $[T]$ Beziehung zwischen den Scheibenkräften und den resultierenden Kräften (abhängig von der Querschnittsgeometrie, nicht aber von den Gewichten!)

DIE MULTIPLIKATIVE LOGARITHMISCHE DEHNUNGSRAUMBESCHREIBUNG

Klaus Heiduschke¹

ZUSAMMENFASSUNG

Anlässlich des 60. Geburtstages von Prof. Dr. Edoardo Anderheggen werden verschiedene kontinuumsmechanische Beschreibungen für große, plastische Deformationen und deren Implementierungen in (kommerzielle) Finite-Element-Programme verglichen und kritisch diskutiert. Die Verallgemeinerung der während meiner Postdoc-Zeit bei Prof. Anderheggen entstandenen logarithmischen Dehnungsraumbeschreibung wird im vorliegenden Beitrag skizziert und multiplikative logarithmische Dehnungsraumbeschreibung genannt.

SCHLÜSSELWÖRTER

Logarithmischer Dehnungsraum; Henky'scher Verzerrungsraum; große Deformationen; multiplikative Plastizitätsbeschreibung; nichtlineare Finite-Element-Analysen.

EINLEITUNG

Selbst bei Beschränkung auf die klassische Kontinuumsmechanik im Zusammenhang mit der Plastizitätstheorie ohne Temperaturabhängigkeit weichen verschiedene Beschreibungen großer Deformationen erheblich voneinander ab. Diese Beschreibungen bilden die theoretische Grundlage für die in den nichtlinearen Finite-Element-Programmen implementierten Algorithmen. Weist nun die kontinuumsmechanische Beschreibung eines solchen Finite-Element-Simulationstools Mängel oder gar Fehler auf, so sind die mit ihm erzeugten Simulationen und Spannungsanalysen ebenfalls mangelhaft bzw. schlichtweg falsch. Unterteilt man die beschreibenden kontinuumsmechanischen Grundgleichungen in (a) Gleichgewichtsbedingungen², (b) Materialgleichungen und (c) kinematische Relationen, so gilt:

(a1) Im allgemeinen werden die *Gleichgewichtsbedingungen* für die üblicherweise bei nicht-linearen elasto-plastischen Berechnungen verwendeten kinematischen Finiten Elemente entlang der Elementgrenzen verletzt.

(a2) Wird zusätzlich vom Simulationstool eine sogenannte Massen-, Zeit- oder Geschwindigkeits-Skalierung angeboten³, so werden die Gleichgewichtsbedingungen nicht nur entlang der Elementgrenzen verletzt (a1), sondern auch das Knotengleichgewicht wird

¹ Dr., UBS AG, Zürich, Schweiz.

² Die Verallgemeinerung der Gleichgewichtsbedingung führt zum Prinzip der virtuellen Leistung (oder Arbeit).

³ Diese Skalierung bieten „hyperbolische“ FE-Solver an, wenn sie zur Lösung von „elliptischen“ Streck- und Tiefziehprozessen eingesetzt werden, um die Anzahl der Zeitschritte zu begrenzen—wie beispielsweise Dyna3D, Pam-Stamp und Optris. „Hyperbolische“ FE-Solver integrieren das Knotengleichgewicht explizit im Zeitbereich und dürfen aus numerischen Stabilitätsgründen eine kritische Zeitschrittänge nicht überschreiten, was zu einer immensen Anzahl von Zeitschritten führen kann.

nicht erfüllt. Bei beispielsweise 500facher Skalierung weichen die Massenträgheitskräfte um den Faktor 500 von den wahren Kräften ab.

(b) Die *Materialgleichungen* (und -evolutionsgesetze) beruhen wesentlich auf der zugrunde liegenden Beschreibung und dem damit arbeitsassoziierten Paar von Spannungs- und Dehnungstensoren. Für große Deformationen kann eine beliebige Anzahl von arbeitsassoziierten Spannungs-Dehnungspaaren definiert werden [5] [16] [23], die, auf ein und dasselbe Materialgesetz angewendet, zu einem unterschiedlichen Materialmodell führen.

(c1) Die *kinematischen Relationen* beschreiben den mathematischen Zusammenhang zwischen dem Verschiebungsfeld und den damit implizierten Feldern großer Dehnungen—entsprechend den jeweiligen Dehnungsdefinitionen. Dadurch geben die kinematischen Relationen auch eine mathematische Beschreibung zur Messung von grossen Dehnungen oder, anders ausgedrückt, zur *geometrischen Interpretation von großen Dehnungen*.

(c2) Und wie werden große plastische Dehnungen definiert? Sollten plastische Dehnungen nicht auch eine geometrische Interpretation besitzen? Hier gehen die wissenschaftlichen Meinungen weit auseinander. Eine unscharf als interne Variable ohne geometrische Interpretation—und damit ohne Meßbarkeit—definierte plastische Dehnungsvariable eröffnet die unschöne Möglichkeit, in Energiebilanzen auftretende Fehler, die auf einer unangemessenen Beschreibung beruhen, als „plastische Dehnung“ zu verstecken [11] [12] [13].

Aus diesen Gründen fordern wir die *geometrische Interpretierbarkeit des plastischen Dehnungstensors*. Diese Forderung eröffnet uns die Möglichkeit zwischen zwei Kategorien von *Plastizitätsbeschreibungen oder -theorien* zu unterscheiden, in solche:

- (A) *im Einklang mit* oder
- (B) *im Widerspruch zu den Hauptsätzen der Thermodynamik*, insbesondere dem Energiesatz.

Als die Gruppe um Prof. Dr. E. Anderheggen 1991 mit der Entwicklung von nichtlinearen Finite-Elemente-Codes⁴ für große plastische Deformationen begann, herrschte folgende Situation vor: Die kommerziell erwerblichen FE-Tools⁵ für nichtlineare Analysen großer plastischer Verformungen beruhten auf Theorien der oben genannten Kategorie (B), also im Widerspruch zum Energiesatz—bei der Forderung nach geometrischer Interpretation des plastischen Dehnungstensors. Deshalb wurde für die nichtlinearen FE-Codes AutoForm [1] [2] [7] [21], Pafix [10] und Urmel [14] eine neue Plastizitätsbeschreibung entwickelt [8] [9] [12], die zur oben genannten Kategorie (A) zählt und die im Einklang mit den Hauptsätzen der Thermodynamik steht. Diese Plastizitätsbeschreibung geschieht im *logarithmischen Dehnungsraum* und verwendet den (z.B. mittels Hauptachsentransformationen definierten) logarithmischen Dehnungstensor [15] sowohl für den totalen ϵ als auch für den plastischen Anteil ϵ_p . Die entsprechende arbeitsassoziierte Spannung [17] heißt logarithmische Spannung σ .

Obwohl die logarithmische Dehnungsraumbeschreibung auf der Green-Naghdi-Trapp Theorie beruht [6] [24] [25] und im Einklang mit den Hauptsätzen der Thermodynamik steht, führt sie in der in [8] [9] [12] beschriebenen Form zu sogenannter elastischer Anisotropie, was mir Arnold Krawietz mit einem Gedankenexperiment [18] [19]⁶ nachgewiesen hat. Bei dem Gedankenexperiment handelt es sich um die große plastische Verformung eines elas-

⁴ Die Programmentwicklungen, an denen ich beteiligt war, sind: AutoForm, Pafix und Urmel. Sie simulieren jeweils: Umformprozesse großflächiger Blechbauteile (Tief-/Streckziehen), plastische Wellenausbreitung beim Eindringvorgang von Metallnägeln/-dübeln in metallischen Untergrund (Direktmontage) und Schädigungsmechanismen in den Lötstellen oberflächenmontierter elektronischer Bauteile (SMD), um deren Lebensdauer bei thermischer Wechselbelastung abzuschätzen.

⁵ Wie beispielsweise Abaqus, Marc, Dyna3D und seine Derivate, Pam-Crash, Pam-Stamp.

⁶ Für die Korrespondenz, insbesondere den ausführlichen Brief vom 6. Dezember 1997, bedanke ich mich hiermit nochmals. Einen ähnlichen Hinweis, allerdings sehr viel vager formuliert, erhielt ich bereits 1995 von Berthold Schieck.

stisch isotropen Metallblockes zu einem Dünblech, aus dem unter verschiedenen Winkeln Streifen herausgeschnitten und einer elastischen Zugprüfung unterworfen werden. Im allgemeinen treten dabei für unterschiedliche Winkel verschiedene Elastizitätsmoduln auf, also elastische Anisotropie. Diese unerwünschte elastische Anisotropie hängt zusammen mit den verschiedenen kinematischen Beschreibungen von elastischen Dehnungen, die im folgenden diskutiert werden.

DER LOGARITHMISCHE DEHNUNGSRAUM

In der logarithmischen Dehnungsraumbeschreibung stellen die Tensoren der *logarithmischen Gesamtdehnung* ε und der *plastischen logarithmischen Dehnung* ε_p die *unabhängigen Zustandsvariablen* dar, die jeweils als Tensoren großer Dehnung in bezug auf die Referenzkonfiguration κ_0 geometrisch interpretiert werden können. Im Gegensatz dazu stellt der arbeitsassoziierte Tensor σ , die logarithmische Spannung in bezug auf die Referenzkonfiguration, eine abhängige Variable dar, die aus den unabhängigen ε und ε_p mit Hilfe der Spannungs-Dehnungsbeziehungen berechnet werden kann

$$\sigma = \sigma(\varepsilon, \varepsilon_p) \quad (1)$$

Aus Gründen der Schreibfaulheit, also nicht als physikalische Definition, bietet es sich an, die Tensorabkürzung

$$\mathbf{e} = \varepsilon - \varepsilon_p \quad (2)$$

einzuführen, die Differenz aus totalem minus plastischem logarithmischen Dehnungstensor in bezug auf die Referenzkonfiguration κ_0 . Für Metalle ist wegen der theoretischen Festigkeit der Betrag⁷ des elastischen Dehnungstensors sehr viel kleiner als $1/30$, also der elastische Deviator eine gegenüber eins kleine Dehnung, d.h. seine Komponenten sind sehr viel kleiner als eins.

Die Abkürzung \mathbf{e} (2) folgt⁸ auch aus dem reversiblen oder elastischen Anteil der Elementarleistung in Funktion der Zustandsvariablen ε und ε_p

$$p_e = p - p_p = Sp[\sigma \varepsilon^\circ] - Sp[\sigma \varepsilon_p^\circ] = Sp[\sigma (\varepsilon - \varepsilon_p)^\circ] \quad (3)$$

wobei $Sp[]$ für die Spur eines Tensors 2. Ordnung, $()^\circ$ für die materielle Zeitableitung und der Index „p“ für irreversibel oder plastisch steht.

NICHTLINEARE KINEMATISCHE RELATIONEN

Mittels der polaren Zerlegung lässt sich der Deformationsgradient

$$\mathbf{F} = \mathbf{R} \mathbf{U} = \mathbf{V} \mathbf{R} \quad (4)$$

multiplikativ in die orthonormale Rotation \mathbf{R} und die symmetrische, positiv-definite Rechtsstreckung \mathbf{U} aufteilen, beziehungsweise in die symmetrische, positiv-definite Linksstreckung \mathbf{V} und \mathbf{R} . Wird (4)_b von rechts mit \mathbf{R}^T multipliziert, folgt die Vorwärtsdrehung

$$\mathbf{R} \mathbf{U} \mathbf{R}^T = \mathbf{V}$$

⁷ Die 2-Norm des elastischen Deviators.

⁸ Siehe runden Klammerausdruck auf der rechten Seite von (3).

die nicht nur für \mathbf{U} und \mathbf{V} , sondern für alle generalisierten Tensoren [5] [16] [23] in bezug auf κ und κ_0 gilt. Der rechte Cauchy-Green-Tensor⁹ ist definiert durch

$$\mathbf{C} = \mathbf{F}^T \mathbf{F} = \mathbf{U} \mathbf{U} \quad (5)$$

und der logarithmische Dehnungstensor [15] in bezug auf κ_0 durch

$$\boldsymbol{\varepsilon} = 1/2 \ln[\mathbf{C}] = \ln[\mathbf{U}] \quad (6)$$

Der plastische logarithmische Dehnungstensor in bezug auf κ_0 —analog zu (6) definiert—is geometrisch interpretierbar¹⁰ und folgt aus der materiell konvektiven und materiell mitgedrehten Zeitintegration der plastischen Fließregel

$$\boldsymbol{\varepsilon}_p = \ln[\mathbf{U}_p] = \int \boldsymbol{\varepsilon}_p^\circ dt \quad (7)$$

Selbst für große logarithmische Dehnungen beschreibt der Deviator von $\boldsymbol{\varepsilon}_p$ die Gestaltänderung und die Spur von $\boldsymbol{\varepsilon}_p$ die Volumenänderung [9]. Deshalb lässt sich mittels logarithmischer Dehnungen eine plastische Volumenkonstanz mit einer deviatorischen Fließregel beschreiben—analog zur infinitesimalen Deformationstheorie. Das Zeitintegral (7) einer deviatorischen Rate bleibt ein Deviator, eine deviatorische Anfangsbedingung vorausgesetzt.

MULTIPLIKATIVE PLASTIZITÄTSBESCHREIBUNG

Die multiplikative elasto-plastische Zerlegung [3] [20] [22] der Kristallplastizität

$$\mathbf{F} = \mathbf{F}_e \mathbf{F}_p$$

ist im Rahmen der Kontinuumsmechanik mit symmetrischen Fließregeln immer noch umstritten [4] [12], weil einerseits \mathbf{F}_e und \mathbf{F}_p insgesamt $9 + 9 = 18$ unbekannte Komponenten aufweisen, jedoch andererseits vom Deformationsgradienten \mathbf{F} und der symmetrischen Fließregel $\boldsymbol{\varepsilon}_p^\circ$ her nur $9 + 6 = 15$ Bestimmungsgleichungen vorliegen. Daher bleiben 3 Komponenten von \mathbf{F}_p unbestimmt und werfen Fragen nach der plastischen Rotation oder dem plastischen Spin auf. Dieser Fragenkomplex kann umgangen werden durch den Ansatz [26]

$$\mathbf{F} = \mathbf{V}_e \mathbf{P} \mathbf{U}_p \quad (8)$$

mit der symmetrischen, positiv-definiten elastischen Linksstreckung \mathbf{V}_e , der orthonormalen Rotation \mathbf{P} und der symmetrischen, positiv-definiten plastischen Rechtsstreckung \mathbf{U}_p . Bei multiplikativer elasto-plastischer Zerlegung der Form (8) werden $6 + 3 + 6 = 15$ unbekannte Komponenten von \mathbf{V}_e , \mathbf{P} und \mathbf{U}_p mittels $9 + 6 = 15$ Komponentengleichungen aus \mathbf{F} und $\boldsymbol{\varepsilon}_p^\circ$

⁹ Von den generalisierten Dehnungstensoren in bezug auf κ_0 gilt nur für \mathbf{C} , bzw. die daraus abgeleitete Green-Lagrange-Dehnung $\mathbf{E} = 1/2 (\mathbf{C} - \mathbf{1})$, die Richtungsprojektion $C_{nn} = (\mathbf{C} \mathbf{n}) \mathbf{n}$ —über den Index „n“ wird nicht summiert—, wobei $C_{nn} = (l/L)^2$ eine Normalkomponente von \mathbf{C} darstellt, \mathbf{n} die entsprechende Einheitsnormale in κ_0 , L die Referenzlänge in κ_0 und in Richtung von \mathbf{n} und l die aktuelle Länge in κ und in Richtung von \mathbf{Rn} . Nur für diese Tensoren lässt sich mittels der Richtungsprojektion z.B. bei 3-Knoten-Dreieckselementen die Beziehung zwischen Dehnungskomponenten C_{ij} und Elementseitenlängen herleiten.

¹⁰ Die 6 Komponenten der plastischen Rechtsstreckung können durch 3 Hauptrichtungen und 3 Hauptstreckungen ausgedrückt und damit geometrisch interpretiert werden.

bestimmt, wodurch die Unbekannten eindeutig festliegen. Im allgemeinen sind die Rotationen \mathbf{R} und \mathbf{P} in (4) und (8) verschieden. Wird

$$\mathbf{V}_e = \mathbf{P} \mathbf{U}_e \mathbf{P}^T$$

gemäß [27] in (8) ersetzt, so folgt

$$\mathbf{F} = \mathbf{P} \mathbf{U}_e \mathbf{U}_p \quad (9)$$

Das Produkt der jeweils symmetrischen Tensoren \mathbf{U}_e und \mathbf{U}_p ist generell nichtsymmetrisch und kann wiederum polar zerlegt werden

$$\mathbf{U}_e \mathbf{U}_p = \mathbf{Q} \mathbf{U} \quad (10)$$

mit einer weiteren orthonormalen Rotation \mathbf{Q} . Durch Vergleich von (4) und (9), (10) offenbart sich der Zusammenhang zwischen den verschiedenen Rotationen

$$\mathbf{R} = \mathbf{P} \mathbf{Q}$$

Wir definieren analog zu (6) und (7)_a den elastischen logarithmischen Dehnungstensor

$$\varepsilon_e = \frac{1}{2} \ln[\mathbf{C}_e] = \ln[\mathbf{U}_e] \quad (11)$$

und finden aus (5) und (9)

$$\mathbf{C}_e = \mathbf{U}_p^{-1} \mathbf{C} \mathbf{U}_p^{-1}$$

beziehungsweise mit (11)

$$\varepsilon_e = \frac{1}{2} \ln[\mathbf{U}_p^{-1} \mathbf{C} \mathbf{U}_p^{-1}] \quad (12)$$

wobei

$$\mathbf{U}_p^{-1} = \exp[-\varepsilon_p] \quad (13)$$

direkt aus ε_p via Hauptachsentransformationen berechnet werden kann.

DISKUSSION DER ELASTISCHEN KINEMATISCHEN RELATIONEN

Wie bereits erwähnt werden in der generellen Theorie von [24] [25] die Spannungs-Dehnungstensorbeziehungen in der allgemeinen Form (1) angegeben. Für ein spezielles Materialmodell, wie beispielsweise die von-Mises-Fließbedingung mit assoziierter Fließregel und isotroper Elastizität, müssen die allgemeinen Beziehungen weiter spezifiziert werden. Bei (1) bleibt offen, ob die Berechnung der Spannungskomponenten intern mit e (2) oder mit ε_e (12) geschieht. Die interne Verwendung von e hat den Vorteil, daß wegen der linearen Struktur von (2) ein expliziter Materialalgorithmus konstruiert werden kann, bei dem auf Ebene der Materialgleichungen nicht iteriert werden muß. Allerdings hat e den Nachteil, daß wegen der nicht korrekt abgebildeten elastischen kinematischen Relationen und trotz isotroper Spannungs-Dehnungstensorbeziehungen das globale Materialmodell elastisch anisotrop wird, wie aus dem eingangs erwähnten Gedankenexperiment von A. Krawietz [18] [19] hervorgeht. Die interne Verwendung von ε_e hat den Vorteil, daß wegen der korrekt abgebildeten elastischen kinematischen Relationen bei isotropen Spannungs-Dehnungstensorbe-

ziehungen auch das globale Materialmodell elastisch isotrop bleibt. Andererseits besitzt ϵ_e den Nachteil, daß wegen der Nichtlinearität von (12) der Materialalgorithmus implizit wird und daß auf Ebene der Materialgleichungen iteriert werden muß. Die Nichtlinearität von (12) beruht im wesentlichen auf unterschiedlichen Hauptachsen von ϵ und ϵ_p . Für zwei Spezialfälle kann e (2) aus ϵ_e (12) hergeleitet werden: (i) Für große Dehnungen, wenn die Hauptachsen¹¹ von ϵ und ϵ_p übereinstimmen. (ii) Bis zur ersten Ordnung von (12), wenn ϵ und ϵ_p gegenüber eins kleine Dehnungen sind, wie mittels Tensorreihenentwicklungen gezeigt werden kann.

MULTIPLIKATIVER MATERIALALGORITHMUS

Die generellen Finite-Element-Algorithmen für große Verformungen [9] [12], wie sie in AutoForm [7], Pafix [10] und Urmel [14] implementiert sind, bleiben unverändert. Einzig beim Materialalgorithmus wird e (2) durch ϵ_e (12) ersetzt, was zur Folge hat, daß der Algorithmus nicht mehr explizit formuliert werden kann, sondern implizit formuliert werden muß, also mit Iterationen auf Ebene der Materialgleichungen. Bei assoziierten Fließregeln wird der plastische Fluß ϵ_p° parallel zum elastischen Deviator ϵ_e' angesetzt und in der Zeitdiskretisierung entsprechend das plastische Fließinkrement $\Delta\epsilon_p = \epsilon_p^\circ \Delta t$ parallel zum elastischen Testdeviator ${}^{trial}\epsilon_e'$, was einem „radial return“ im Spannungsraum entspricht. Ausgehend von Konvergenz zum Zeitschritt „t“ und einem gegebenen Deformationsgradienten ${}^{t+1}F$ im aktuellen¹² Zeitschritt „ $t+1$ “ —aus dem ${}^{t+1}C$ (5) und ${}^{t+1}\epsilon$ (6) folgen—werden zu Beginn ($n=0$) der Iterationsschleife $(0)\epsilon_p = {}^t\epsilon_p$ und $\Delta\epsilon_p = \mathbf{0}$ initialisiert. Dann wird über

$$({}^{n+1})\epsilon_p = (n)\epsilon_p + \Delta\epsilon_p \quad (14)$$

iteriert, bis die 2-Norm des elastischen Testdeviators $\|{}^{trial}\epsilon_e'\|$ die Fließbedingung $g = 0$ hinreichend genau erfüllt, wobei

$${}^{trial}\epsilon_e = 1/2 \ln[({}^{n+1}U_p^{-1}) {}^{t+1}C ({}^{n+1}U_p^{-1})]$$

—vgl.¹³ (12) —mit $(n+1)U_p^{-1}$ aus (13) und (14). Das plastische Fließinkrement $\Delta\epsilon_p$ wird mittels ${}^{trial}\epsilon_e'$ so bestimmt, daß die Fließregel, die Verfestigungsgesetze und die Konsistenzbedingung $g^\circ = 0$ erfüllt werden. Das bedeutet die geometrische Aufgabe, im 6-dimensionalen logarithmischen Dehnungsraum die entsprechende 5-dimensionale Fließfläche ${}^{t+1}g = 0$ durch den Punkt ${}^{t+1}\epsilon$ zu bestimmen, wobei im logarithmischen Dehnungsraum die Volumen- und Gestaltänderung orthogonal sind, d.h. additiv entkoppelt.

SCHLUSSBEMERKUNGEN

Die Algorithmen der in der Gruppe um Prof. Dr. E. Anderheggen entstandenen Finite-Element-Simulationstools, namentlich AutoForm, Pafix und Urmel, beruhen aus Sicht der Kontinuumsmechanik auf der *logarithmischen Dehnungsraumbeschreibung*, die im Einklang mit den Hauptsätzen der Thermodynamik steht. Mit Hilfe der im vorliegenden Beitrag skizzierten Änderungen am Materialalgorithmus—dem Ersetzen von e durch ϵ_e —wird diese Plastizitätsbeschreibung verallgemeinert zur *multiplikativen logarithmischen Dehnungsraumbeschreibung*. Sie gibt die elastischen kinematischen Relationen exakt wieder und liefert eine

¹¹ Und damit auch die Hauptachsen von C und U_p^{-1} .

¹² Beim Newton-Raphson-Verfahren wird außerdem auf der Ebene des globalen Finite-Element-Gleichungssystems über ${}^{t+1}F$ iteriert, so daß zwei verschachtelte Iterationsschleifen vorliegen.

¹³ Die Berechnung von ${}^{trial}\epsilon_e = 1/2 \ln[F_e^T F_e]$ kann auch mit dem Hilfstensor $F_e = {}^{t+1}F (n+1)U_p^{-1}$ erfolgen.

generelle Beschreibung für große elastische und große plastische Deformationen. Von den in den oben erwähnten Finite-Element-Programmen bereits implementierten Finite-Element-Algorithmen müßten lediglich die Materialroutinen gemäß Abschnitt *Multiplikativer Materialalgorithmus* angepaßt werden, um die multiplikative logarithmische Dehnungsraumbeschreibung zu implementieren. Doch wer ist heute, im Zeitalter der Visualisierung, noch interessiert an Erhaltungssätzen, Hauptsätzen der Thermodynamik und komplizierten Tensorbeziehungen im Zusammenhang mit der Theorie großer Deformationen? Und wer wäre gar bereit, entsprechende Forschungsmittel zu allozieren und bereitzustellen? Mit Blick auf den kommerziellen Markt der Finite-Element-Tools wage ich die Vermutung: Nicht sehr viele. Daher ist es für mich ein persönliches Glück, daß ich eine der „löblichen Ausnahmen“ ausgerechnet im Informatikumfeld kennenzulernen durfte, bei denen es nicht nur auf Visualisierung, sondern auch auf eine solide physikalische Basis ankommt: Prof. Dr. Edoardo Anderheggen! Alles Gute zum 60. Geburtstag. Herzliche Gratulation.

LITERATUR

- [1] Anderheggen E., „On the design of a new program for simulating thin sheet metal forming processes“, in *FE-simulation of 3-D sheet metal forming processes in automotive industry*, Zurich, Switzerland, 14-16 May, VDI-Bericht 894, 1991, pp. 231-245.
- [2] Anderheggen E., „Some features of a new program for simulating thin sheet metal forming processes“, in Ch. Hirsch, O.C. Zienkiewicz, and E. Oñate (eds.), *Proc. 1st Europ. Conf. on Numer. Methods in Engineering*, Brussels, Belgium, 7-11 Sep., Elsevier Sc. Pub., 1992, pp. 171-176.
- [3] Bilby B.A., L.R.T. Gardner, and A.N. Stroh, „Continuous distributions of dislocations and the theory of plasticity“, in *Extrait des actes du IX congrès international de mécanique appliquée*, Brüssel, 1957, pp. 35-44.
- [4] Casey J., and P.M. Naghdi, „A remark on the use of the decomposition $F = F_e F_p$ in plasticity“, *J. Appl. Mech.*, Vol. 47, 1980, pp. 672-675.
- [5] Doyle T.C., and J.L. Ericksen, „Nonlinear Elasticity“, *Adv. in Appl. Mech.*, Vol. 4, 1956, pp. 53-115.
- [6] Green A.E., and P.M. Naghdi, „A general theory of an elastic-plastic continuum“, *Arch. Rational Mech. Anal.*, Vol. 18, 1965, pp. 251-281.
- [7] Heiduschke K., E. Anderheggen, and J. Reissner, „Constitutive equations for sheet metal forming“, in *FE-simulation of 3-D sheet metal forming processes in automotive industry*, Zurich, Switzerland, 14-16 May, VDI-Bericht 894, 1991, pp. 17-37.
- [8] Heiduschke K., „The (2.5 dimensional) logarithmic strain space with respect to the reference configuration“, in Ch. Hirsch, O.C. Zienkiewicz, and E. Oñate (eds.), *Proc. 1st Europ. Conf. on Numer. Methods in Engineering*, Brussels, Belgium, 7-11 Sep., Elsevier Sc. Pub., 1992, pp. 623-630.
- [9] Heiduschke K., „The logarithmic strain space description“, *Int. J. Solids Structures*, Vol. 32, 1995, pp. 1047-1062.
- [10] Heiduschke K., „Axisymmetric three- and four-node finite elements for large strain elasto-plasticity“, *Int. J. Numer. Meth. Engineering*, Vol. 38, 1995, pp. 2303-2324.
- [11] Heiduschke K., „Why, for finite deformation, the updated Lagrangian formulation is obsolete“, in D.R.J. Owen, and E. Oñate (eds.), *Computational Plasticity—Fundamentals and Appl.—Proc. 4th Int. Conf. (Complas 4)*, Barcelona, Spain, 3-6 April, Pineridge Press, Swansea, 1995, pp. 2165-2176.
- [12] Heiduschke K., „Computational aspects of the logarithmic strain space description“, *Int. J. Solids Structures*, Vol. 33, 1996, pp. 747-760.
- [13] Heiduschke K., „What is plastic strain?“, in D.R.J. Owen, E. Oñate, and E. Hinton (eds.), *Computational Plasticity—Fundamentals and Applications—Proc. 5th Int. Conf. (Complas 5)*, Barcelona, Spain, 17-20 March, Artes Gráficas Torres, Barcelona, 1997, pp. 425-430.
- [14] Heiduschke K., „Solder joint lifetime assessment of electronic devices“, *Int. J. Numer. Meth. Engineering*, Vol. 41, 1998, pp. 211-231.

- [15] Hencky A., „Über die Form des Elastizitätsgesetzes bei ideal elastischen Stoffen“, *Z. Techn. Phys.*, Vol. 9, 1928, pp. 215-220, p. 457.
- [16] Hill R., „On constitutive inequalities for simple materials“, *J. Mech. Phys. Solids*, Vol. 16, 1968, pp. 229-242, pp. 315-322.
- [17] Hoger A., „The stress conjugate to logarithmic strain“, *Int. J. Solids Structures*, Vol. 23, 1987, pp. 1645-1656.
- [18] Krawietz A., „Materialsymmetrien bei elastisch-idealplastischen Stoffen“, *ZAMM*, Vol. 57, 1976, pp. T120-T122.
- [19] Krawietz A., Private Korrespondenz, 1997.
- [20] Kröner E., „Allgemeine Kontinuumstheorie der Versetzungen und Eigenspannungen“, *Arch. Rational Mech. Anal.*, Vol. 4, 1960, pp. 273-334.
- [21] Kubli W., „Prozeßoptimierte implizite FEM-Formulierung für die Umformsimulationen großflächiger Blechbauteile“, *Dissertation ETH* Nr. 11175, 1995.
- [22] Lee E.H., „Elasto-plastic deformation at finite strains“, *J. Appl. Mech.*, Vol. 36, 1969, 1-6.
- [23] MacVean D.B., „Die Elementararbeit in einem Kontinuum und die Zuordnung von Spannungs- und Verzerrungstensoren“, *J. Appl. Math. Phys. [ZAMP]*, Vol. 19, 1968, pp. 157-185.
- [24] Naghdi P.M., and J.A. Trapp, „The significance of formulating plasticity theory with reference to loading surfaces in strain space“, *Int. J. Engineering Science*, Vol. 13, 1975, pp. 785-797.
- [25] Naghdi P.M., „A critical review of the state of finite plasticity“, *J. Appl. Math. Phys. [ZAMP]*, Vol. 41, 1990, pp. 315-394.
- [26] Sayir M., „Nichtlineare Kontinuumsmechanik“, *Vorlesung im Sommersemester 1987*, ETH Zürich.
- [27] Schieck B., and H. Stumpf, „The appropriate corotational rate, exact formula for the plastic spin and constitutive model for finite elastoplasticity“, *Int. J. Solids Structures*, Vol. 32, 1995.

NOTATION

- κ, κ_0 Aktuelle Konfiguration, Referenzkonfiguration (zur Zeit $t = 0$)
- $\mathbf{1}$ Einheitstensor 2. Ordnung
- \mathbf{T}^T Transponierter Tensor 2. Ordnung. Für symmetrische Tensoren gilt: $\mathbf{T} = \mathbf{T}^T$
- \mathbf{T}^{-1} Inverser Tensor 2. Ordnung, $\mathbf{T}^{-1} \mathbf{T} = \mathbf{T} \mathbf{T}^{-1} = \mathbf{1}$
- \mathbf{T}^{-T} Transponierter und inverser Tensor 2. Ordnung, $\mathbf{T}^{-T} = (\mathbf{T}^{-1})^T = (\mathbf{T}^T)^{-1}$
- \mathbf{T}' Deviator eines Tensors 2. Ordnung, $\mathbf{T}' = \mathbf{T} - 1/3 \text{Sp}[\mathbf{T}] \mathbf{1}$
- $\text{Sp}[\mathbf{T}]$ Spur eines Tensors 2. Ordnung, $\text{Sp}[\mathbf{T}] = T_{11} + T_{22} + T_{33} = T_{ii}$ (Summationskonvention)
- $|\mathbf{T}|$ Determinante eines Tensors 2. Ordnung
- $\|\mathbf{T}\|$ 2-Norm eines Tensors 2. Ordnung, $\|\mathbf{T}\| = \sqrt{T_{ij} T_{ji}}$ (Summationskonvention)
- \mathbf{T}° Tensorrate, materiell konvektive und materiell mitgedrehte Zeitableitung, $\mathbf{T}^\circ = d\mathbf{T}/dt$
- \mathbf{F} Deformationsgradient, $|\mathbf{F}| > 0$
- $\mathbf{P}, \mathbf{Q}, \mathbf{R}$ Orthogonale Rotationstensoren, $\mathbf{P} = \mathbf{P}^{-T}, \mathbf{Q} = \mathbf{Q}^{-T}, \mathbf{R} = \mathbf{R}^{-T}, \mathbf{P} \mathbf{Q} = \mathbf{R}$
- \mathbf{U}, \mathbf{V} Symmetrische, positiv-definite Rechts-/Linksstreckung in bezug auf κ_0/κ , $\mathbf{U} = \mathbf{U}^T, \mathbf{V} = \mathbf{V}^T$
- \mathbf{C} Symmetrischer, positiv-definiter rechter Cauchy-Green-Tensor in κ_0 , $\mathbf{C} = \mathbf{F}^T \mathbf{F} = \mathbf{U} \mathbf{U}$
- $\boldsymbol{\varepsilon}$ Logarithmischer (Hencky'scher) Gesamtdehnungstensor in bezug auf κ_0 , $\boldsymbol{\varepsilon} = 1/2 \ln[\mathbf{C}] = \ln[\mathbf{U}]$
- $\boldsymbol{\varepsilon}_p$ Plastischer logarithmischer Dehnungstensor in bezug auf κ_0 , $\boldsymbol{\varepsilon}_p = \ln[\mathbf{U}_p]$
- \mathbf{e} Abkürzung für Tensordifferenz in bezug auf κ_0 , $\mathbf{e} = \boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}_p$
- $\boldsymbol{\varepsilon}_e$ Elastischer logarithmischer Dehnungstensor in bezug auf κ_0 , $\boldsymbol{\varepsilon}_e = 1/2 \ln[\mathbf{U}_p^{-1} \mathbf{C} \mathbf{U}_p^{-1}]$
- $\boldsymbol{\sigma}$ Logarithmische (Hoger'sche) Spannung in bezug auf κ_0

AUTONOMOUS BRIDGES

Jan G. Korvink¹ and Mike Schlaich²

ABSTRACT

Civil engineering bridges are passive structures. They get designed and built with much engineering ingenuity. For the remainder of their existence they then stay in place and are subjected to all kinds of external effects. Bridges are loaded by traffic, heated by the sun and subjected to wind and earthquake attacks. However, they perform their primary function passively. If they were equipped with active intelligence they would, for example when assaulted, block the traffic, take cover, and afterwards reopen.

Computers and all the paraphernalia that has come with them have had a tremendous effect on formerly dumb engineering systems. These include automobiles, airplanes and domestic appliances such as washing machines. To a certain degree they have become autonomous, mainly through microsystems in the form of inexpensive mass-produced microchips. Stimulated by these advances, several attempts have been made to also apply intelligence to bridges. The approaches have often led to a new adjective applied to the term bridge: intelligent, smart, active or adaptive bridges.

In this paper the authors, who work in the distant fields of microsystem technology and structural engineering, discuss the potential of applying active microsystems to achieve non-dumb bridges and come up with a new term: autonomous bridges.

KEYWORDS

Bridges, Microsystem Technology, Active Control, Intelligence, Autonomy

INTRODUCTION

Current concepts that apply computer technologies to bridges concentrate on two fields: monitoring solutions and active macrosystems.

Monitoring implies that permanently installed sensors are read by computers, rather than human inspectors, and are used to continuously obtain information on the status of a bridge. The data includes loads, stresses, deformations, oscillations, wear etc. This information gets stored and evaluated by expert-system software in order to decide whether the bridge is in good shape or if, on the contrary, it needs to be temporarily or permanently closed or if it

¹ Prof. Dr. sc. Tech. Jan G. Korvink, Institute of Microsystem Technology, Albert Ludwig University Freiburg, Germany, Email. Korvink@informatik.uni-freiburg.de

² Dr. sc. techn. Mike Schlaich, Partner at Schlaich, Bergermann and Partner, Consulting Structural Engineers, Stuttgart, Germany, Email: m.schlaich@sbp.de

needs to be reinspected by humans [1]. Such monitoring and surveillance systems are completely passive in the sense that the bridge or its components do not act upon the monitored information.

A first step away from the passive bridge is the active macrosystem. Several such systems which improve the behaviour of the bridge with respect to safety, comfort and durability have been described recently. Among them are active control systems, such as hydraulically operated wings on bridge decks to control aerodynamic behaviour [2]. Parastressing methods are another form of active control by the continuous variation of internal stresses and forces of the structure in order to improve its structural behaviour [3]. These systems are categorized as macrosystems, because the final action, even though sensed by "small" sensors and evaluated by software, is still executed by conventional "large" macrocomponents such as jacks, dampers and motors.

What interests us in this article is the use of active Microsystems to make bridges more autonomous, and the potential of "small" microcomponents to also perform the final action. Admittedly, with regard to bridges, active macrosystems are matters for the future. Hence active Microsystems appear even more so. But then, in other fields, such as supersonic aeronautics, active Microsystems are not considered too remote, and "adaptronics" can already be studied at the University level [4].

Microsystem technology (MST) produces integrated systems-on-a-chip that comprise microsensors, microprocessors and microactuators, i.e. active Microsystems which sense, process and act upon a specific situation. They are produced with industrial electronic microchip technologies and related dedicated processes [5,6]. Although individual devices may be microscopic (10-1000 micrometers lateral dimension), massively parallel designs often result in macroscopic systems, as demonstrated by flat-panel displays or even solar panels. Although the actuation power of an individual device may be very small, macroscopic actuation is possible through massive parallelism, such as obtained by recently reported boundary-layer control flaps on aircraft wings [8]. In addition, Microsystems are remarkably robust. Chip quality crystalline silicon has an elastic modulus of 200 GPa, and corresponding fracture toughness, so that air-bag sensor chips easily withstand 100g acceleration shocks [7].

In our opinion, however, the additional processing ability of MST is what offers the real advantage of this technology, so that we can expect and demand more collaboration between system and bridge. The microsystem, a small, effectively weightless potential addition to our bridge, has the potential to introduce a form of intelligence, in a massively parallel form, so that we can expect the bridge to also attain a degree of autonomy.

In this article we proceed as follows. We consider the bridge and determine its typical design conflicts. Such conflicts which lead to design compromises are in part due to the passive nature of current bridges, and some possess a potential for improvement. Next, we look at MST and determine what it has to offer. With the ideas on both sides of the technology scales laid bare, we examine a select set of bridge design conflicts, and for each we make an MST-oriented suggestion that ventures towards bridge autonomy and provides the microsystem a new role. Finally, in a risky discussion, we appeal to "engineering fiction" and, speculating on what MST may offer in the future, we suggest ways to make the bridge care for itself through its functional lifetime.

CHALLENGE FOR THE BRIDGE - POTENTIAL FOR MICROSYSTEM TECHNOLOGY

Bridges

The bridge design can be called successful if, in addition to formal aspects and at reasonable cost, a maximum in safety, durability and comfort has been achieved. Usually the final

design results in a compromise, because various of the above criteria which compete with each other need to be optimized. This is especially so regarding external effects such as traffic loads, wind, earthquake and temperature, as well as the bridge's aerodynamic and acoustic noise characteristics.

A typical example of such a conflict and its solution is the question of the best location of the longitudinal bearings of a bridge deck. The conflict lies between the best way of carrying longitudinal loads and permitting thermal expansion. In order to guide longitudinal loads, such as earthquake induced impact, directly to the ground, bearings to carry these loads would often be best located at both ends of the bridge deck. However, rigidly fixing the deck at both ends would lead to large restraint forces due to the thermal expansion of the deck and therefore is not possible. This conflict is sometimes solved by the introduction of "soft" supports. Viscous dampers are installed which act as rigid supports for fast earthquake loads but offer no resistance to the slow thermal expansion of the deck. Such solutions may be called passive macrosystems.

Unfortunately, however, often the installation of such passive macrosystems does not solve the problem as elegantly as described above, rather, it leads to additional weight, increased wind resistance, visual disturbance and extra cost. Applying modern computational techniques, structures can be designed lighter in order to decrease cost, to span greater distances and for reasons of appearance. In order to eliminate the negative side effects of the desired lightweight design, such as the tendency to greater deflections, vibrations and instabilities, macrosystems have to be added. This, in turn, increases weight and cost.

Microsystem Technology (MST)

Fairly smart microsystems have crept upon our daily lives in recent years, though much more is to be expected from this relatively young technology. The general public's partial lack of awareness for MST is due to the fact that the microsystems usually add value to consumer goods, rarely forming a product in themselves. For example, current automobile designs make use of many microsystems: among others the airbag accelerometer, fuel injection apparatus, global positioning receivers and interpreters, mobile telephone units, tyre pressure monitors and intelligent braking systems.

A typical airbag accelerometer sensor chip contains polysilicon beams in the form of little bridges and cantilevers of the order of 100 micrometers ($\sim 10^{-4}$ m). Hardly an automobile is produced today that does not contain one of these chips. Thousands of these automobiles pass daily over bridges with a span of 1 km or more ($\sim 10^3$ m). The bridge carrying bridges, a factor of 10^7 in linear dimension and 10^{21} in weight. The MST designers applied a good portion of macroscopic mechanics to their systems. Now clearly a direct comparison is certainly neither fair nor directly relevant, but it is worth noting that often the microbridge is made much more intelligent than its parent macrostructure. We believe that discussing a combination of these disparate technologies—bridge building and microsystems—by encouraging the inheritance of ideas in both directions, can point the way towards designs for autonomous, and hence safe, civil engineering structures.

In combination with the bridge, MST offers structural discretion due to the negligent size and weight of the functional units; we therefore expect no unwanted visual impact either. But this alone is not sufficient. MST provides sensors, processing capabilities and actuators in the smallest of packages using the same CMOS technology that was originally developed to produce digital microchips. Here CMOS is „abused“ to also produce microsensors with which to measure liquid and gas pressure, temperature, airflow velocity, moisture content, magnetic field strength and direction, heat flux, gravity, linear and angular acceleration, near-infrared, ultraviolet and visible light [6]. This technique also enables the manufacture of microactuators, e.g. for ultrasound generation, turbulence generation, light generation, light deflection and electromagnetic signal generation [6]. CMOS is electrically digital, and

sensors and actuators are analog devices; combining these devices on the same chip requires interfacing. BiCMOS technology, the combination of analog-signal bipolar and digital-signal CMOS chip technologies, allows us to combine sensors, actuators, analog-to-digital signal conversion, analog signal-conditioning circuitry (e.g., filters and amplifiers), digital processing (microprocessors) and memory all on the same chip as a single microsystem [6]. Other thin-film technologies allow us to produce large-scale plastic sheets embedded with massively parallel arrays of microsystem components. The touch-screen has demonstrated that these embedded circuit elements appear effectively transparent to the human eye. The automobile window defogger has proven that such thin-film technologies can be made robust against normal wear-and-tear. Active window coatings have shown that switchable films only a few hundreds of micrometers thick can have a tremendous impact on the comfort quality of large buildings by reducing the effects of radiative heating. Public telephone cards have clearly demonstrated that memory chips need not reside on the motherboard of computers, but can securely survive mechanical and environmental stressing. Experience has shown such complex systems to be safe. For example, redundant computer systems are successfully used in surroundings such as commercial aircraft where a failure would be catastrophic.

It is the combination of miniaturisation and robustness, however, and the glue represented by microprocessors, memory elements and computer program intelligence, that makes the microsystem safely autonomous and enables it to export autonomy functions to the object it forms part of. Autonomy by means of a microsystem is additionally enhanced due by following system characteristics:

- Ultra-low power consumption of the microsystem components.
- A wide choice of possible power sources include thermo-electric converters (Peltier-elements), radio-frequency (RF) sources, or fuel-cells coupled with energy storage devices such as charged capacitors and batteries.
- Short-range (nearest-neighbour) communication using on-chip RF antennas.

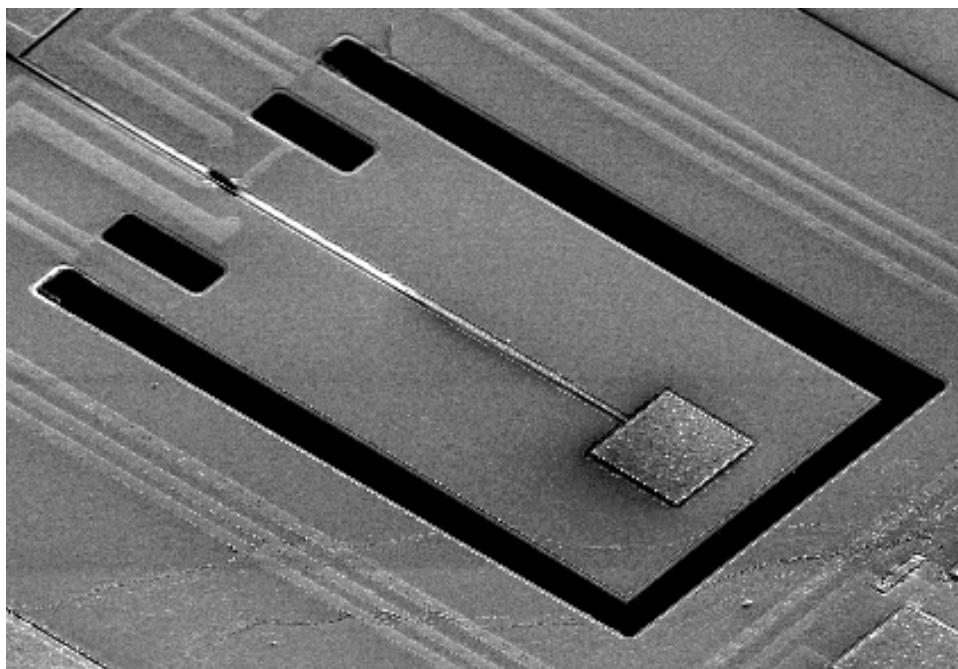


Fig 1 - A typical CMOS microflap of length 0.6 mm [6]

FIVE CONCEPTS TOWARDS AN AUTONOMOUS BRIDGE

In this section we present five examples of typical challenges in bridge design and the potential of MST to achieve bridge autonomy. Each example follows the same framework:

- a. The conflict or challenge.
- b. Existing passive macrosystems.
- c. Solution based on active macrosystems.
- d. Solution based on active Microsystems.

The proposed solution is not always based on a „pure“ microsystem. Nevertheless, active Microsystems show great potential for making future bridges autonomous: real solutions with virtual methods.

I. Cable Supported Bridges

Challenge: Cables which support a bridge deck have to be designed to withstand with sufficient safety the maximum loads which will occur. Sometimes, however, for example when rail traffic has to be carried, the allowable deflections of the deck might govern the design. In such a case the deck or the cables have to be made stiffer to decrease deflections, even though for load bearing reasons their capacity would be sufficient. There is a conflict between comfort and cost which both increase with increasing cable stiffness.

Passive macrosystem: There are no passive macrosystems to resolve this conflict. Cable dimensions are specified once-and-for-all based on the bridge's expected loading conditions. Cables are tensioned based on these loads and generally remain so. The bridge configuration is constant and hence passive.

Active macrosystem: An active macrosystem includes computer controlled jacks located at the end of each stay. For the case of a train crossing the bridge, stay tensions are continuously modified at the position of the train in order to minimize deck deflections [3]. Train passengers gain in travel comfort, and the load distribution on structural members comes close to being optimal. Such systems permit less heavy cables and/or deck cross sections. They provide the bridge with effectively infinite stiffness because loads now cause zero deflection.

Active microsystem: We propose to go one step further with an "autonomous cable". Instead of concentrating on the position of predictable loads, our stay responds in real time to the loads applied and to the geometry of the bridge. Stays communicate with each other and with their part of the deck, obtaining the neighbourhood loading and deflection state. The stay can then determine its best response to the local situation. Such cables will be made of lightweight multifunctional layer materials, consisting of load bearing carbon fibres combined with „active“ materials such as piezo-ceramics or polymer gels [4] which, when activated by embedded Microsystems, can contract or enlarge the cable.

This enables a stay not only to detect loads moving through the structure. It will also respond, as part of an ensemble of cables, in a predefined way to thermal, wind and earthquake loads, with the corresponding data made available by the Microsystems. The cables can work as a team. They could mistune the bridge by stressing or destressing themselves so that induced oscillations (e.g., through an earthquake) would be damped.

II. Aerodynamics

Challenge: Cables and decks of bridges are prone to vibrations induced by rain, wind or traffic. Conventional measures to reduce vibrations tend to increase the cross-section of the cables or deck. This in turn leads to higher wind drag coefficients, i.e. increased wind

resistance and increased overall cost.

Passive macrosystem: Deck fairings are typical passive macrosystems. These aerodynamically shaped wind noses increase the flutter stability of the deck at high wind speeds. To reduce rain-wind-induced vibrations, runoff spirals are wrapped around the cables. Spirals increase a cable's wind drag coefficient considerably. Other means to reduce vibrations of cables are conventional unsightly hydraulic dampers which connect the cables to the deck.

Active macrosystem: An active macrosystem for bridge decks is suggested in [2]. So-called actively controlled surfaces, i.e. hydraulically adjustable wings, are attached to streamlined box sections in order to improve flutter stability. Furthermore, as in aircraft design, hydraulic systems forming part of a wing are used to adjust the wing's shape for optimum performance at any given wind speed or degree of turbulence.

Active microsystem: Most heavy macrosystems could probably be replaced by micro vortex generators [9] together with microflaps [8] for boundary layer detachment control. The first of these devices would change the flow profile of structural elements so that "virtual" cross-sections are created which are continuously adjusted to counteract flutter instabilities or other vibrations. Around aircraft wings and within piping it is estimated that drag forces due to skin friction can be reduced by as much as 40% [10], an ideal application for microflaps. Microflap devices are miniaturised beam actuators that ordinarily lie flush with the flow „skin“, and can be caused to extend out into the flow thereby inducing boundary layer detachment. Typically, a flow wall would contain arrays of these devices, each individually controllable.

In the case of cables, adhesive foils containing an entire set of microdevices could be directly attached onto the stays without significantly increasing their diameter or producing the visual disturbance of hydraulic dampers. Such a foil should determine the flow-induced pressure profile on the cable periphery and, together with the local cable acceleration, generate flow vortices on the periphery that constitute a counter-profile so that the cyclic flow force on the cable is counteracted in real-time. In fact, inter-cable communication could ensure that the residual oscillation force on the cables are destructively out of phase with each other. Communication along the cables could ensure that the residual cable excitation frequency is far removed from any fundamental modes, thereby posing no risk of bringing the bridge's components into resonance.

The second set of flow devices, the microflaps, would be more useful around the airflow entry upon the deck. We envisage these microflap devices as an aid to detach the flow boundary layer from the deck's surface as early as possible, thereby introducing randomness into the von Karman vortex shedding pattern at low wind speeds. Removing the common phenomena of vortex-induced cable vibrations has the potential to increase cable fatigue life considerably.

III. Fences and Railings

Challenge: Bridge fences and railings are a necessary evil. They are required merely to protect the bridge and its users from one another. However, many of them are in conflict with aesthetic and load requirements of the bridge design.

Passive macrosystem: For safety reasons bridge decks are equipped with all kinds of added-on passive macrosystems. Railings are installed to keep the traffic on the bridge. Around towers, wind shields are installed to protect the traffic from wind-induced turbulence. Further barriers are installed to protect bridge components such as cables against impact from vehicles. All of these systems obstruct the view of the traverser and are in conflict not only with aesthetic requirements, but also increase the wind resistance of the structure. Since at very high wind speeds there is usually no traffic on the bridge anymore, many of these

devices become superfluous.

Active macrosystem: An apparent solution to this problem could be an active macrosystem which would be deactivated at high wind speeds. An example would be telescopic or foldable wind shields, railings and impact protection barriers which would only be in full shape when traffic was on the bridge. For strong winds, during periods when the bridge is closed to traffic, these devices would disappear, i.e. fold up. Such macrosystems would be „there“ most of the time and disappear when not needed.

Active microsystem: Microsystems might allow to reverse this process in that the protective systems usually are „not there“ and only appear when needed. We imagine a bridge with the minimum of barriers. Around the towers, special "virtual" shields, again based on vortex generation sheets, reduce airflow variations, requiring smaller shields with less visual impact. Most importantly, we suggest to replace impact protection barriers by airbag systems. We envision a system which detects impact in real time, perhaps using bat-like ultrasound signals (as used for traffic-light activation) and a heavy duty industrial airbag capable of redistributing the impact loads of a heavy truck.

IV. Noise Barriers

Challenge: Often, especially in densely populated areas, bridges must be equipped with massive noise barriers, which protect the surroundings from traffic noise.

Passive macrosystem: As in example III these passive macrosystems, required for comfort, are in conflict with aesthetic requirements, obstruct the view of the bridge users and increase the wind resistance of the structure.

Active macrosystem: Active macrosystems are noise barriers which disappear when not needed. However, noise barriers are employed mainly in urban environments where it would be desirable not to be exposed to their visual impact at all.

Active microsystem: We imagine a large-pitch net made of thin, transparent nylon that forms the barrier of the deck, much like for a tennis court, the noise-net. At each knot of the net, a vertex, we place an autonomous microsystem. These systems can communicate with their nearest neighbours. Each microsystem can measure sound pressure in real time, and acts as an acoustic source as well. The processor of the system can, in a combination of procedures, lock in to the loudest emitted sound sources. Since vehicles are travelling on the flat, along a known path, the assignment appears tractible. The microsystem generates a phase-shifted response to the incoming wave using current techniques of active damping, so that the net acts effectively as a non-transmissive boundary. This ensures that the traffic noise that propagates horizontally from the deck is effectively eliminated.

V. Heat Management in Composite Structures

Challenge: Composite bridge decks made of a steel grid with a concrete slab on top are exposed to shear stresses in the joint between the two materials when their temperature changes due to their different thermal expansion and diffusivity coefficients. Such effects are not negligible [11]. For any system with thermal expansion coefficient mismatch, only a small temperature range corresponds to a stress-free state. Since a bridge is subjected to both daily and seasonal temperature variations, we can expect a variety of stress situations, including entire seasons with permanent stress. To alleviate this problem one could keep the entire bridge at its stress-free temperature, a formidable task considering typical bridge volumes and surface areas.

Passive macrosystem: The passive way to eliminate such thermal effects is to introduce protective shields or applying monochrome paints so that temperature differences are minimized. However, because of the low effectiveness of such passive solutions the problem is not really solved.

Active macrosystem: Active macrosystems would be cooling/heating pipes in the structure which would be activated whenever sensors detect unacceptable temperatures. Unacceptable levels of energy consumption would arise from using such a method.

Active microsystem: What we envision is an intelligent coat of paint. We imagine microchip grains, specially formed to exploit the paint's surface tension to right themselves during the drying process. The paint material is a good thermal isolator. The chips contain directional heatpipes that ensure that bridge components remain within an acceptable temperature range over the whole year. In summer, the bridge is cooled, in winter, it is heated. When a critically high temperature is reached, Peltier thermo-electric converters drive microventilation pumps. When a critically low temperature is reached, solar generated energy is resistively dissipated to heat the bridge's skin.

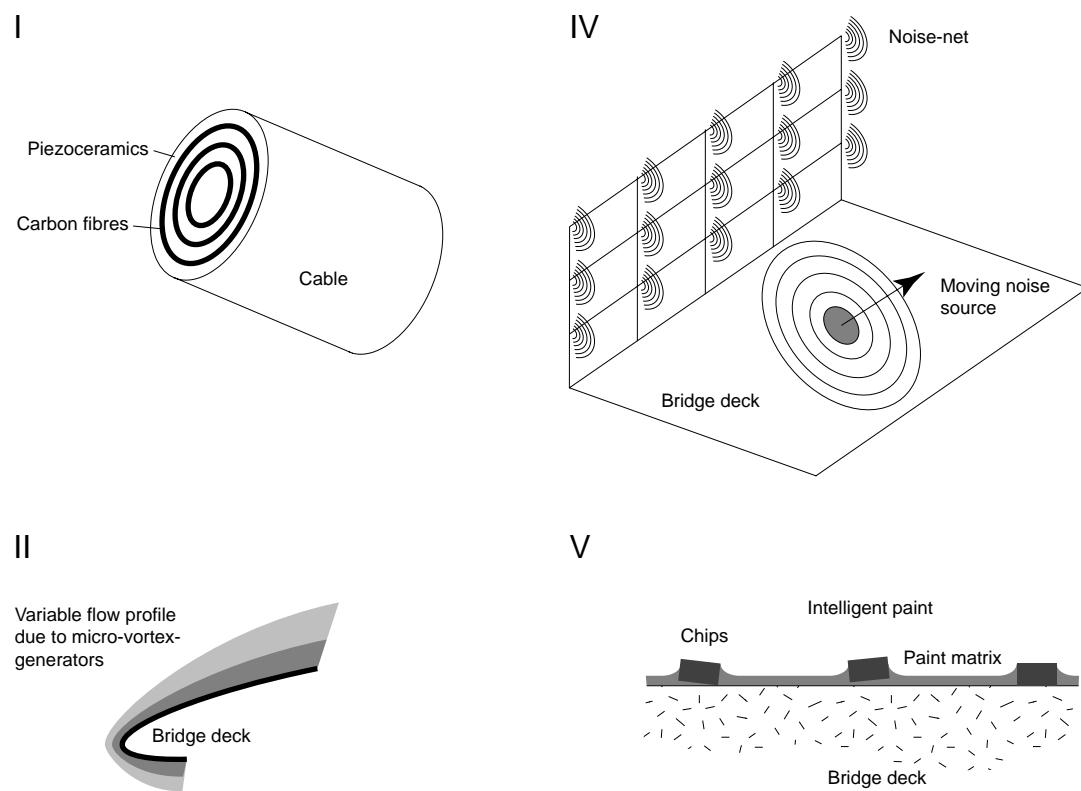


Fig. 2 - Simple sketches for examples I, II, IV and V

DISCUSSION

Interdisciplinary thinking does not always lead to concrete solutions in a new technology. Whether our ideas become established or not, however, we are convinced that writing them down will expose the problems of our disciplines, and perhaps inspire more conventional but feasible solutions for the old and challenging problem of making an engineering structure more reliable. We certainly enjoyed ourselves during this exercise.

The concept of an autonomous system is inspired by a closer look at biological systems, for example the human body. As far as a human's daily existence is concerned, the liver or heart cells function autonomously, without the human's direct intervention, yet doing the best for the system as a whole. Biological systems have achieved enormous flexibility through decentralisation of certain "wellness" decisions, and by relying on renewable cells to perform crucial functions.

If we were to reconsider the suggestions of the previous section we would note that, although fanciful in the context of current bridge building or applications of microsystem technology, they are primitive when compared to the possibilities developed by biological systems. We feel that it would be a pity to stop speculating here, and hence continue, clear in the knowledge that what follows is, from a current perspective, pure fantasy.

We imagine literal hordes of autonomous microrobotic agents - the white blood cells (or ant colony) of our bridge. These agents can move, gather information, report, and perform a limited number of predefined functions.

Move: The microagents are specialised into groups, such as crawlers, flyers and swimmers. Our inspiration is the capability of typical small, slow insects that achieve their effect through massive parallelism, not individual strength.

Gather: The agents contain simple sensors with which they obtain specialised data on their environment, for cracks, rust, paint, metal, perhaps additionally using a small digital camera. They consume waste to produce a part of the energy they need for their function.

Report: The agents talk to neighbours only. We imagine an intranet of information-package handlers formed by the agents, with data passing along the hierarchy. Each recipient uses, filters and passes information along. A closed communication path is guaranteed because there is no preferred connection that can be disrupted.

Heal: Our agents do simple things. One type locates and consumes rust. Another type galvanises unprotected metallic surfaces. Crawlers disappear into the surface crevices and locate and repair loose stones in the road surface. The Micro Air Vehicle (MAV) [12] troop fly around cable stays and evaluate their state. The divers attack cellular marine life that threatens to damage submerged structural elements. The agents are specialists, and become effective healers by cooperating among one another.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors are deeply indebted to Prof. Dr. Edoardo Anderheggen for having provided them with a nurturing research and learning environment during their stay in his group as doctoral candidates. It is remarkable that "Edi" was able to be simultaneously active in such distant fields as civil engineering computation and semiconductor sensor modelling. We wish you all the best for your birthday, and much success for the future.

REFERENCES

- [1] Lee G.C., and Liang Z., "Bridge Monitoring Systems: an Overview", *Proceedings of International Workshop on Civil Infrastructural Systems-Applications of Intelligent Systems and Advanced Materials on Bridge Systems*, Taipei, 1994.
- [2] Ostenfeld K.H., "Bridge Engineering and Aerodynamics", *Proceedings of the First International Symposium on Aerodynamics of Large Bridges*, Copenhagen, Denmark, 1992.
- [3] Montans S., "A Global Concept for 21st Century Bridges: Parastressing", *Proceedings of the International Conference Bridges into the 21st Century*, Hong Kong, 1995.
- [4] Hanselka H., "Die Adaptronik als Schlüsseltechnologie für den intelligenten Leichtbau", *Lehrstuhl für Adaptronik*, Otto-von-Guericke-Universität Magdeburg, 1998 (in German).
- [5] Menz W., Mohr J., *Mikrosystemtechnik für Ingenieure*, 2nd Ed., VCH Weinheim, 1997 (in German).
- [6] Baltes H., "Future of IC Microtransducers", *Sensors and Actuators A*, Vol. 56, 1996, pp. 179-192.
- [7] Peterson K.E., "Silicon as a Mechanical Material", *Proc. IEEE*, Vol. 70, 1982, pp. 420-45.,
- [8] Kumar S.M., Reynolds W.C., Kenny T.W., "MEMS Based Actuators for Boundary Layer Control", *Proc. ASME Dynamics Systems and Control*, DSC-Vol. 66, 1998, pp. 103-109.

- [9] Keefe L. R., "A Normal Vorticity Actuator for Near-Wall Modification of Turbulent Shear Flows", *AIAA 97-0547, AIAA 35th Aerospace Sciences Meeting*, Reno, NV, January 6-10, 1997.
- [10] Keefe L. R., "Drag Reduction in Channel Flow Using Nonlinear Control", *AIAA 93-3279, AIAA Shear Flow Conference*, Orlando, FL, July 6-9, 1993.
- [11] Muller J., "Reflections on Cable-Stayed Bridges", *Revue générale des routes et des aérodromes*, October 1994.
- [12] Siegele L., Zepelin J., "Eine Handvoll Krieg", *Die Zeit*, Nr. 45, 29.10.98 (in German).

AUTOMATIC OPTIMIZATION OF SHEET METAL FORMING PROCESSES

Waldemar Kubli¹
Matthias Hillmann²

ABSTRACT

Sheet metal forming simulation has become an established tool in the automotive industry in recent years. In order to optimize the forming of a given part, many geometry and parameter variations have to be investigated. To facilitate this process, a program has been developed to perform an automatic optimization of the process and geometry parameters, with the simulation serving as objective function evaluation. Two examples are presented which show the usefulness of the program for the optimization of forming processes.

KEYWORDS

Optimization; sheet metal forming simulation; deep-drawing.

INTRODUCTION

In recent years, the numerical simulation of sheet metal forming processes has become a powerful tool in the automotive industry. Most of the automobile companies and their suppliers have installed many metal forming simulation seats. The simulation is applied to check the geometry of a part at a very early phase of the car design, as well as to optimize the process parameters for a safe production. Therefore, many simulations must be carried out with different process parameters and with different tool geometries. However, this requires a lot of expensive and time-consuming manual work. Furthermore, it is uncertain whether the optimal process parameters and tool geometries have been found. So, the need arises to have a program which automatically finds optimal process parameters and/or tool geometry, to prove the formability of a given part.

MAIN COMPONENTS

The automatic optimizer is an independent program which initiates several forming simulations to determine optimal process parameters and/or tool geometry. To carry out an optimization, the following components have to be provided:

- a simulation program
- a set of design variables
- an objective function
- an optimization algorithm

¹ Dr., Head of Development, AutoForm Engineering GmbH, Zurich, Switzerland

² Prof. Dr., Project Engineer, AutoForm Engineering GmbH, Zurich, Switzerland

Simulation Program

The most important component of the optimization is a simulation program which calculates reliable results at reasonable computational cost. To apply the optimizer to industrial parts, the simulation program must be able to consider the most important aspects of the deep-drawing process like multiple drawing steps, cutting operations, drawbeads, spacers, time-dependent binder forces, etc. A further requirement is that the program must be robust and stable, as many simulations must be carried out.

Several different approaches have been established for forming simulations: from simple one-step solutions to highly sophisticated incremental solvers. In this paper, AutoForm-Incremental [2] is used because this program meets the above mentioned requirements well [3], and it is widely used in industry.

While the present paper demonstrates the optimization with AutoForm-Incremental, the proposed optimizer can operate with other simulation programs and can also handle other forming processes such as hydroforming of sheets and tubes.

Design Variables

In order to optimize a given forming process, it is necessary to define a set of parameters which can be varied by the optimization program. These parameters, called design variables, describe various features of the forming process. The parameters fall into two classes:

- process parameters
- geometry parameters

In addition to these parameters, there are constraints which set physical and geometrical limits for each parameter.

The most essential process parameters are (time- and position-dependent) binder forces and the strength of the drawbeads. The blank outline and position of drawbeads and spacers are simple geometry parameters which can be described by scalar values. Advanced geometry parameters describe the shape of the binder and addendum. In order to handle these, it is necessary to find a reasonable number of parameters which describe the binder and addendum geometry in a suitable way.

In this paper, process parameters and simple geometry parameters are considered.

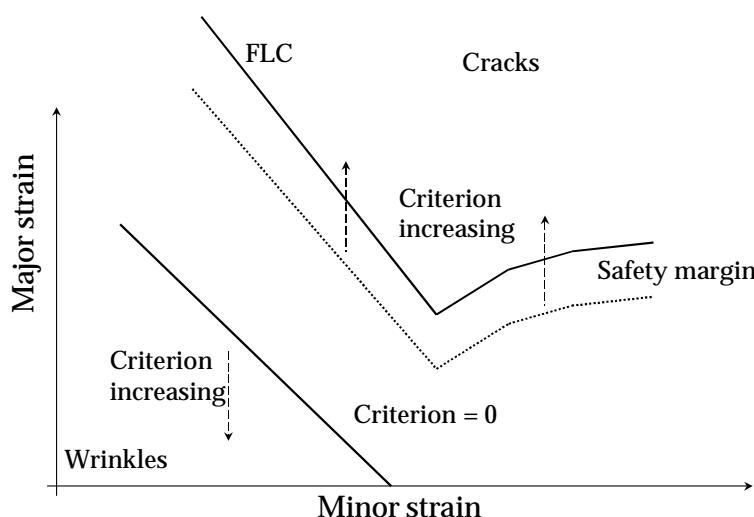


Fig. 1 – Wrinkle and crack criteria

Objective Function

To apply an optimization algorithm, it is necessary to define the objective function which is a valuation criterion for each single simulation. The arguments of the objective function are the design parameters, and the value of this function is a single real number. This single number reflects the formability of the part and is calculated based on the strains at the end of the process. A higher value of the objective function indicates a worse formability.

There are two main criteria to calculate the objective function (Fig. 1):

- failure criterion (with safety margin)
- wrinkling criterion

To evaluate the risk of failure, the sum of all distances from the forming limit curve (FLC) in the forming limit diagram (FLD) is calculated. To evaluate the risk of wrinkles, all distances from a given thickening line are summed up. Finally, the weighted sum of the failure and wrinkling criteria is calculated, so that for a given example more emphasis can be put on the failure or the wrinkling criterion.

Additional criteria like excessive thinning and insufficient stretching can be considered in the same way.

Optimization Algorithm

The task of the optimization algorithm is to minimize the value of the objective function, or in other words to maximize the formability according to the chosen criteria. The following mathematical problem must be solved:

$$f(x_1, \dots, x_n) = \text{Min} \quad (1)$$

$$g_j(x_1, \dots, x_n) \leq 0 \quad , \quad j = 1, \dots, m \quad (2)$$

where f is the objective function, $x = (x_1, \dots, x_n)$ are the design parameters and g_j are the constraints.

Nearly all classical optimization algorithms to solve the above consist of two steps [1]:

- Determine a descent direction (with respect to the constraints): $d \in R^n$
- Perform a one-dimensional optimization along this direction:

$$f(x + \lambda d) = \text{Min} \quad , \quad \lambda \in R$$

In this context, the main difficulty is that the objective function is not smooth because of numerical noise. To solve this problem only algorithms of low order, i.e. modified gradient methods, are used. These algorithms are very robust but have a slow convergence.

To determine a descent direction, the gradient must be calculated. The gradient cannot be calculated analytically, but has to be determined by a finite difference approach.

In addition, the gradient is smoothed by computing mean values of multiple parameter variations. This increases the number of function evaluations but is ultimately beneficial because of better convergence behaviour and parallelism of the optimization algorithm.

For the line search minimization, simple bracketing methods and/or golden search methods are used, which turn out to be the most stable.

PARALLEL SIMULATIONS

Although much effort was required to find an effective optimization algorithm, still many simulations have to be carried out by the algorithm. To perform the complete optimization in a reasonable time, the simulations must be carried out in parallel.

A very coarse granular parallelism exists; this means several forming simulations with different design variables can be carried out concurrently:

- All simulations to calculate the gradient can be performed at the same time.
- The simulations for a line search with a simple bracketing can be carried out at the same time.

As consequence, if enough computers are available, one optimization step needs approximately the same amount of computation time as two single simulations.

This approach works on shared memory as well as on distributed memory computers. Even on a wide area network, significant savings can be achieved. Once the model data is transferred from the master to all clients, then only very few further data communications are necessary. The master sends sets of design variables to the clients, and when a simulation is finished, it receives the client's objective function value.

EXAMPLES

Two examples are presented; in both of them, both the failure and wrinkling criteria are applied and weighted equally (Fig. 1).

Example 1 is an oil pan with four drawbeads (Fig. 2). It is assumed that the opposite drawbeads have the same values. Three design parameters are chosen :

- strength of drawbeads 1 (longer side)
- strength of drawbeads 2 (shorter side)
- binder pressure

(The drawbead strength is a dimensionless factor describing the braking effect of the drawbead.) At the beginning of the optimization, the following values are set:

- strength of drawbeads 1: 0.1
- strength of drawbeads 2: 0.1
- binder pressure: 3.0

These parameters correspond to an objective function value of 3.02. The FLD of this simulation is depicted in Figure 3. The course of the optimization is shown in Table 1. The final simulation corresponds to a value of the objective function of 0.80, with the FLD represented in Figure 4. The total number of simulations to obtain this result is 92. Because of the parallelism of the optimization algorithm, these 92 simulations are carried out within the equivalent time of 12 single simulations.

Example 2 is a rail (Fig. 5) for which a time-dependent binder force is optimized. At the beginning a constant binder force of 400kN (Fig. 7) is chosen, which leads to an objective function value of 99.3; see Figure 6 for the corresponding FLD. Three parameters are introduced to vary the binder force: the total process time is subdivided in three parts, for each of which an individual binder force is chosen. The final simulation leads to an objective function value of 2.51 (see Table 2) with the FLD represented in Figure 8, and the time-dependent binder force shown in Figure 7. The total number of simulations to obtain this result is 117, which are carried out within the equivalent time of 14 single simulations.

CONCLUSION AND OUTLOOK

It has been shown that the automatic optimization of deep-drawing processes will become a helpful tool for metal forming simulation in the near future. To keep the time requirements reasonable, the potential of parallelism must be considered. In addition, the optimization algorithm should be improved to decrease the number of optimization steps, as well as the total number of simulations.

In future research, the optimization will be applied to the fast one-step solver AutoForm-Onestep, as well as to simulations of hydroforming of tubes with AutoForm-Hydro.

A further challenge is to include the variation of the binder and addendum surface in the optimization. This will require the parameterization of these geometries in a suitable way.

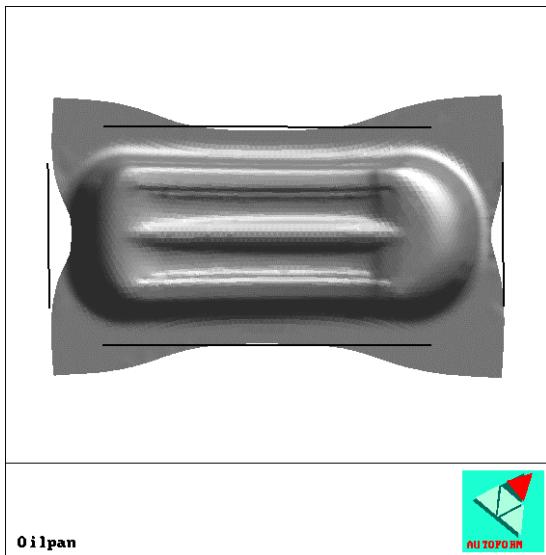


Fig. 2 – Oil pan with drawbeads (black lines)

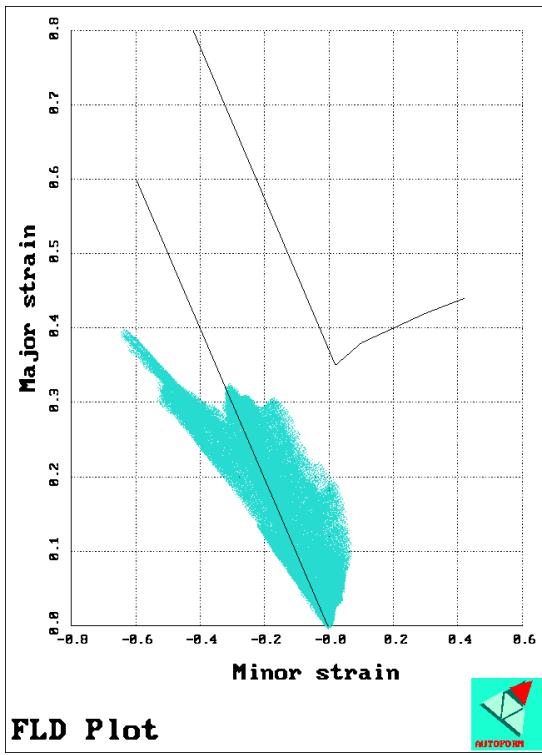


Fig. 3 – FLD at start of optimization for oil pan

Step number	Draw-beads 1	Draw-beads 2	Binder pressure	Objective function
0	0.10	0.10	3.00	3.02
1	0.09	0.35	3.76	1.55
2	0.10	0.54	4.37	1.02
3	0.07	0.52	4.36	0.95
4	0.06	0.53	4.52	0.91
5	0.04	0.53	4.52	0.87
6	0.02	0.57	4.58	0.80

Table 1 – Optimization of oil pan

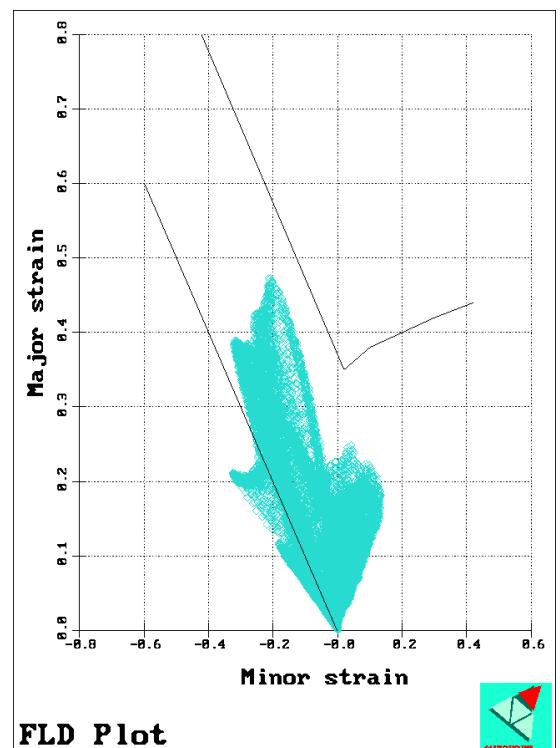


Fig. 4 – FLD at end of optimization for oil pan

REFERENCES

- [1] Fletcher R., "Practical Methods of Optimization", Wiley (Canada), 1988.
- [2] Kubli W., "Prozessoptimierte implizite FEM-Formulierung für die Umformsimulation grossflächiger Blechbauteile", VDI Berichte Nr. 204, VDI Verlag, Düsseldorf, 1996.
- [3] Steininger V., "Forming Simulation in the Vehicle Development Process", Proceedings of The International Body Engineering Council (IBEC) conference, Stuttgart, Germany, Society of Automotive Engineers, 1997.

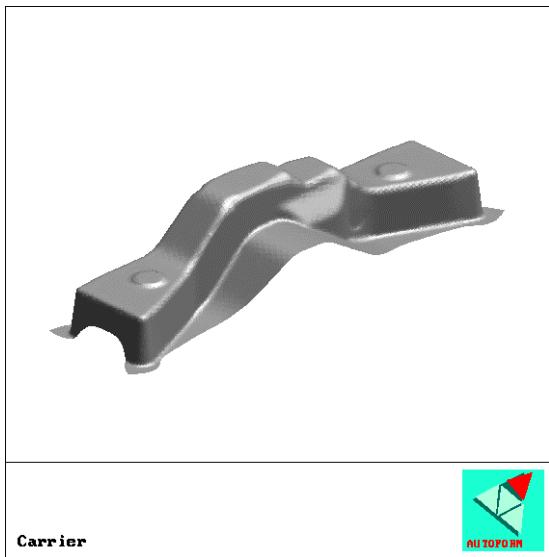


Fig. 5 – Rail with time-dependent binder force

Step number	Binder force 1	Binder force 2	Binder force 3	Objective function
0	400 kN	400 kN	400 kN	99.30
1	370 kN	396 kN	415 kN	55.20
2	336 kN	385 kN	421 kN	38.60
3	290 kN	403 kN	451 kN	8.33
4	253 kN	390 kN	475 kN	6.10
5	239 kN	221 kN	519 kN	2.85
6	187 kN	151 kN	532 kN	2.61
7	198 kN	100 kN	530 kN	2.51

Table 2 – Optimization of rail

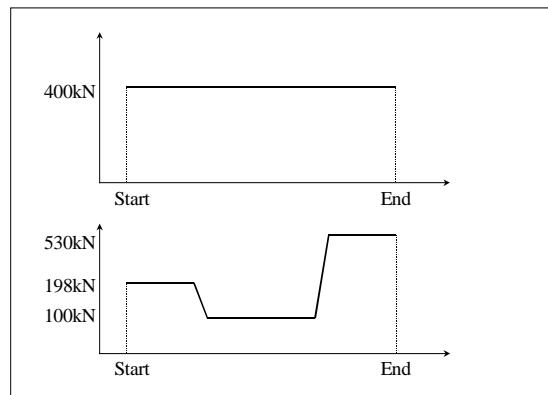


Fig. 7 – Binder force at start (top) and end (bottom) of optimization

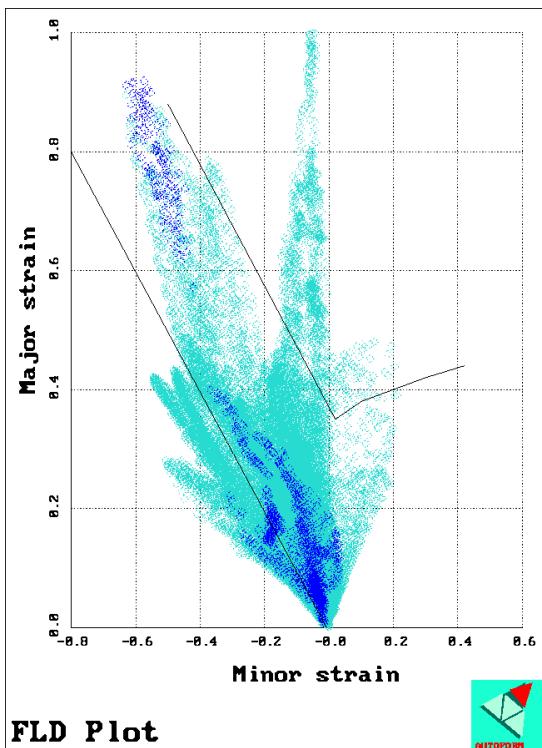


Fig. 6 – FLD at start of optimization for rail

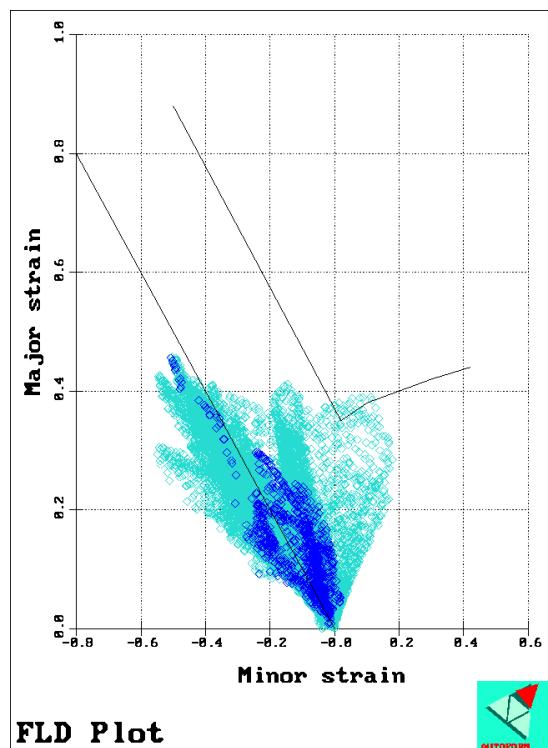


Fig. 8 – FLD at end of optimization for rail

COMPUTATIONAL METHODS IN SOIL STABILITY ANALYSIS

AN OVERVIEW

E. G. Prater¹

ABSTRACT

This paper seeks, within brief compass, to assess the impact of electronic computation on stability analysis in geotechnical engineering. It is shown that despite the existence of powerful calculation tools the traditional limit equilibrium approaches, with today more sophisticated variants of the method of slices, have not been superseded by the more exact slip line theory or the theoretically well-founded limit analysis methods. Some reasons for this are offered. In recent years, on the other hand, finite element (FE) programs for linear and nonlinear deformation analysis have become readily available. This is the most powerful method, but often the limitations and intricacies of FE analysis are not well understood by engineers using these advanced methods to solve practical problems and there is a need to make these known.

KEYWORDS

Limit equilibrium; finite element analysis; slip line theory; limit analysis; soil dilatancy.

INTRODUCTION

In their paper entitled “Use of computers for slope stability analysis” Whitman & Bailey [1] envisaged the engineer utilizing the power of the computer to speed up routine slope stability calculations based on the limit equilibrium method using in particular the method of slices. Thirty years later this is still largely the state of affairs [2].

They only briefly mentioned the possibility of using computers to solve stability problems by the slip line theory, based on the differential equations of plastic equilibrium derived by Kötter in 1903 and first extended to non-weightless soils by Sokolovski, but point out its limitations for stratified and zoned soil and do not pursue the matter further. They did recognise the great potential of elastoplastic analysis then just recently made possible by the emergence of the FE method, but advised caution before considerably more experience had been gained.

But another big advance in plasticity had come in the 1950’s when the method of limit analysis, which provides lower and upper bounds to the exact solution, was put on a firm theoretical basis. Since then it has gained great importance in the structural design of reinforced concrete. The possibility of applying limit analysis to soil stability problems did not go unnoticed, and the same year the limit theorems were published Drucker & Prager [3] also applied the method to soil mechanics problems. Among the various studies which followed was the dissertation by Vollenweider [4], Lysmer [5] and a major work on the subject by Chen [6]. Nevertheless, the method is hardly mentioned in the majority of standard text books, excepting that of Atkinson [7], and has barely found an entrance into engineering practice. For example, in his state-of-the-art paper on the analysis of slopes, Duncan [8] covers both limit

¹Dr., Research Associate, Institute of Structural Engineering, ETH, Zurich, Switzerland

equilibrium and FE methods, but significantly not the other methods mentioned above.

This paper briefly surveys the application of stability analysis methods in geotechnical engineering and reappraises the feasibility of slip-line theory, limit analysis and FE approaches in an era when most engineers have access to a superabundance of computing power.

LIMIT EQUILIBRIUM AND THE METHOD OF SLICES.

Instability or collapse corresponds to a state of unrestricted plastic flow in which the elastic zones are not significant in providing a resisting action, as for example with a block sliding mechanism on a thin plastified layer² or the development of contiguous plastic zones forming a slip mechanism. In this case the assumption of rigid plastic behaviour appears to be reasonable. Usually the Tresca or Mohr-Coulomb material laws are assumed.

In soil mechanics an approximate method of rigid plastic stability analysis called the limit equilibrium method has a long history and tradition, going back over 200 years to Coulomb's theory of wedge failure for retained earth. For unsupported finite slopes there was some early work by Collin (1846), followed in the 1920's by the development of the Swedish (i.e. Fellenius) method. The most exhaustive stability studies for uniform soil slopes were subsequently carried out by Taylor [9], in which he also considered conditions of seepage and drainage. For frictional soil he devised the friction circle method and also considered the logarithmic spiral failure surface³, but found that the results in terms of safety factor were almost identical.

In limit equilibrium methods the safety factor is generally defined as the factor by which the strength has to be reduced to cause collapse. For material with cohesion c and friction parameter $\tan\phi$ the safety factor is usually applied to both strength parameters equally, but it is sometimes applied to the cohesion parameter only. In some situations the increased load factor required to cause failure is adopted, e.g. for footings and pile foundations. Limit equilibrium methods, it should be remembered, usually, but not necessarily, represent an approximate upper bound and therefore give results on the unsafe side. As an extreme case, Davis & Booker [11] showed that for a dominant increase of cohesion with depth the conventional circular arc method greatly overestimates (up to 350%) the bearing capacity of a footing on level ground as compared to an exact slip-line analysis.

Method of Slices

The method of slices is still the established one up to the present time. In it the sliding body is divided up into slices or lamella allowing for greater generality, like soil layers. The individual slices satisfy equilibrium but it is not necessarily satisfied over the sliding body as a whole.

The simple method of slices has been refined by different authors. The improved methods require iteration but sometimes convergence is poor. Perhaps the most well-known method is due to Bishop [12], who assumed a circular failure surface and satisfaction of vertical force and moment equilibrium. He was the first to demonstrate that the Swedish method can be substantially in error. Other variations of the method of slices allow for a more general polygonal failure surface, e.g. Janbu's generalized procedure [13], Morgenstern & Price [14], Spencer [15], etc. They differ in the assumptions made about the unknown inter-slice forces. All also make the perhaps questionable assumption of there being the same factor of safety for all points on the sliding surface. Many subsequent studies have been more concerned with clarifying the accuracy of the various methods of slices, e.g. Fredlund & Krahn [16], Chen and Morgenstern [17]. The interested reader can find many more references in Duncan [8].

One recent area of research has been in improving the search for the critical slip surface for a

²In slides in natural clay slopes such thin plastified layers have sometimes been clearly observed.

³The log spiral slip surface has been adapted by Prater [10] to account for horizontal seismic loading. It also happens to be the kinematically admissible surface for rigid body rotation for frictional material in upper bound limit analysis.

particular method of slices, e.g. Chen & Shao [18] have applied the simplex, steepest descent and Davidson-Fletcher-Powell optimisation techniques to find the minimum factor of safety and found that all three methods produced reasonable results.

SLIP-LINE THEORY

Some of the early plasticity solutions for weightless cohesive materials, e.g. of Prandtl, are directly applicable to the bearing capacity of footings. Hill [19] improved Prandtl's solution to fulfil the kinematic conditions as well as considering anisotropy. For uncemented granular materials, however, in contrast e.g. to steel and concrete, the self-weight of the soil is a very important factor, which early slip-line solutions could not handle. It was Sokolovski [20] (see also Scott [21] and Davis [22]), who first obtained numerical solutions for non-weightless soil.

The inclusion of self-weight complicates the analysis and necessitates the use of approximate methods to obtain the stress characteristics, i.e. the two intersecting families of curvilinear slip-lines. The solution proceeds by constructing the slip-line fields from a known stress boundary, satisfying this and the other stress boundary conditions and equilibrium and the yield condition at every point within the plastic region. It must also be shown, however, that in the rigid regions surrounding the zones of plastic equilibrium a statically admissible state of stress exists. Then we are guaranteed a lower bound solution. If the boundary condition involves rates of displacement kinematic conditions have to be considered and there is no longer static determinacy. In any case to obtain an exact solution it must be shown that there is a kinematically admissible velocity field, in which the rate of plastic work is always positive. This corresponds to the strain compatibility condition in elasticity. The verification involves constructing the velocity characteristics. If the material obeys the normality rule the stress and velocity characteristics are identical. In the case of non-associated behaviour, however, the velocity characteristics differ, but can easily be constructed once the stress characteristics are known. The velocity characteristics also coincide with the lines of zero extension, which have been identified experimentally and shown to coincide with the rupture surfaces, [7], [23].

Some interesting slip-line solutions have been obtained, see [23], [24]. But for the reasons stated in the introduction and probably because of the unavailability of computer programs the slip-line method has not received much attention in practice.

LIMIT ANALYSIS

Despite its firm theoretical foundations the method of limit analysis, like that of slip-line theory, has not caught on amongst geotechnical engineers. Whereas in concrete plasticity limit design is based mainly⁴ on the lower bound approach since it assures conservative results, soil engineers are used to obtaining quasi upper bound solutions using the limit equilibrium method and thus they tend to prefer upper bound solutions with a collapse mechanism in order to make comparisons with their conventional solutions. To improve the solutions and close the gap between upper and lower bound solutions a trial and error approach is necessary. But, surprisingly, even the apparently simple problem of a vertical cut in clay has not yet been proved to have an exact solution with convergence of the bounds. Most solutions have concerned the comparison of foundation bearing capacity and slope stability solutions with the well-known approximate ones of Terzaghi, etc. Chen [6] addresses some special cases in slope stability analysis, namely non-homogeneity and anisotropy, in particular various distributions of the increase of cohesion with depth and a two layer system. To make the problem tractable, however, he assumes that the friction angle is everywhere homogeneous and isotropic. Another important aspect is anchor forces which Goldscheider [25] considers using composite kinematically-admissible slip mechanisms.

In practice considerations of drainage and seepage are very necessary. The importance of groundwater conditions and flow of water in slopes is highlighted repeatedly by the earth

⁴Upper bound approaches, however, are finding increased application in assessing existing concrete structures. Therefore there is some similarity to the stability analysis of natural slopes.

slides that occur after periods of heavy rainfall. Although seepage forces can in principle be handled, [25], little seems to have been published on it. Further, up till now the majority of researchers have not developed computer programs but have relied on ad hoc solutions. Some programs for obtaining automatic solutions exist for lower bound analysis and that due to Hajdin [26] for two-dimensional conditions in concrete could conceivably be applied to plane strain problems in soil mechanics. But the flow rule in soils is very definitely non-associated and this impairs the uniqueness of the limit theory solutions and as pointed out above there is often little improvement over the limit equilibrium solution.

FINITE ELEMENT ANALYSIS

Introduction

The main drawback of limit equilibrium or limit analysis is that no information is given regarding ground movements and in some situations, e.g. with structures adjacent to deep excavations, this information could be vital. It can, in principle, be provided by the application of FE analysis to soil deformation problems. Today many consulting firms possess nonlinear finite element software⁵. One problem, however, is that these tools are used in practice when a sound theoretical background is often lacking.

The primary use of FE analysis in geotechnical engineering is to examine deformation behaviour prior to failure. Its scope is very wide and includes the determination of soil stresses, ground movements, soil-structure interaction effects, cracking, and both local failure and global instability. The soil is generally assumed to be a single phase material, but two phase (i.e. saturated soil) or even three phase (i.e. partially saturated soil) material is possible, allowing the time-dependent problems of consolidation and swelling to be treated. Probably the area of greatest application has been to large embankment dam design, the first nonlinear analysis appearing in the late 60's. The versatility of the FE method with respect to geometry goes without saying. This is important because of embedded structural elements, but also because of widely varying zonal soil properties, especially layering and variation of soil properties with depth. Tricky situations, however, can arise, e.g. in the case of jointing, soil-structure interfaces and reinforced earth, but techniques have been developed to handle them.

Another of the main advantages of the FE method is also the possibility of performing incremental analysis to take into account the construction history, something which is crucial in certain cases, e.g. the stage layered construction of an earth dam with gravity and subsequent reservoir loading, or the construction of a deep foundation involving prior excavation. An ever-present problem here, however, is to estimate the initial in situ stresses and possibly the previous loading history.

From the above it appears that the FE method is the ideal tool for geotechnical analysis permitting analysis of the most complex situations, even in three dimensions. It is obvious, however, that its use demands not only a thorough grasp of the theory and the pitfalls to avoid but can also be very expensive and time-consuming. Thus it is understandable that there has been much scepticism. Duddeck [27] lists several objections on the part of the practitioner: the calculation process cannot be directly controlled by the engineer, i.e. the method is a „black box“ and one has to „believe“ the results; the numerical solution does not show how much the results depend on the parameters, unless a full parametric analysis is carried out; it is easy to manipulate results to obtain the desired ones; it is difficult numerically to simulate ultimate limit states; and finally, the expectations in the FE method are often not fulfilled.

Elasto-plastic finite element analysis combined with quadratic programming techniques has also been proposed, [28], but this adds a further dimension of theoretical understanding for practicing engineers and does not seem to have gone beyond research interests.

To test the FE program's features a good benchmark would be the exact rigid plastic Prandl

⁵e.g. Z-Soil, Plaxis, CRISP

solution of a surface strip footing on cohesive-frictional, weightless soil. However, in the case of non-weightless highly frictional soil the divergence between the results using the published formulas can itself be great.⁶

De Borst & Vermeer [29] also discuss the possibilities and limitations of the deformation-based FE method in soil mechanics, but from a more theoretical viewpoint. Despite the success of the FE method for cases in which the inelastic strains remain modest compared to the total strain, the extension to limit analysis may give rather inaccurate results and there can also be severe numerical instability marked by oscillations in the load-displacement curve not leading to a convergent solution, especially if the material does not obey Drucker's normality postulate.

The problem is exacerbated in soil mechanics because of specified plastic incompressibility or dilatancy with the usual idealisation of a system as plane strain or axisymmetric. There is often a considerable overestimate of the real collapse load associated with the locking phenomenon due to spurious zero energy modes for undrained plastic flow conditions. It appears that only a very few element types are suitable, the most successful being the 15-noded triangular cubic strain element employing a complete fourth order polynomial interpolation of the displacements, Sloan & Randolph [30], and a corresponding quadrilateral element for consolidation problems developed by El-Hamalawi et al [31], in which for the reduced integration employed to avoid locking, that for the pore pressure involves Gauss quadrature one degree lower in order.

De Borst & Vermeer show that the triangular element is also accurate for materials with relatively high friction angles for both associated and non-associated flow rules. For the latter the collapse load is not necessarily unique and may depend on the loading path. They consider the case of a friction angle ϕ of 40° , and dilatancy angles ψ of 40° (i.e. associated behaviour), 20° and 0° . In the first case the calculation peaks above the Prandtl solution and slowly descends to it, while in the second it slightly underestimates it, and in the third the solution was very unstable and did not converge at all due to the extreme lack of normality. This partly corroborates the findings of Davis & Booker [11] based on the slip-line approach, i.e. that for medium friction angles and for strip footings the results are not particularly sensitive to the degree of normality of the flow rule. But for very low dilatancy angles great caution is advised. Similar results were obtained for a circular footing comparing to the exact solution of Cox et al [32].

Commercially available FE programs applicable to soil mechanics usually offer a wide range of element types but are more limited in the material models provided, often being restricted to associated flow rules and the Drucker-Prager and Mohr-Coulomb models. These standard material models require a minimum number (c, ϕ) of soil strength parameters. Care must be taken, however, in the use of the Drucker-Prager model. If the conical yield surface in three dimensional stress space circumscribes the hexagonal pyramid of the Mohr-Coulomb surface it overestimates the collapse load. The cone enclosed by the Mohr-Coulomb surface, on the other hand, is too conservative and some intermediate cone should be assumed. Some models, it should be noted, account for the influence of the intermediate principal stress neglected in the Mohr-Coulomb model.

Neglect of the true soil dilatancy also overestimates the collapse load. Clearly the uninformed use of element types and material models can lead to results that are on the unsafe side. Due to the excessive computer times if the dilatancy angle is close to zero one is tempted to reduce the dimensions and thus the mesh size of the region modelled. De Borst & Vermeer also investigated this effect and found that this procedure can be useful but is precarious. A mitigating factor is that for small dilatancy angles the extent of the failure mechanism is much smaller

⁶For example, the author was recently asked by someone who had acquired one of the commercially available FE packages, why the simple check calculations for foundation failure did not agree closely with well-known bearing capacity formulas.

than under conditions of normality and so it is more easily contained within the mesh. Generally, for granular soils with high friction angles, i.e. above 35°, and small dilatancy angles poor results or none at all were obtained.

Many more advanced constitutive models have been proposed, see Chen & Mizuno [33], with mixed, i.e. isotropic and kinematic, shear hardening and cap models like CAM-CLAY to account for volumetric hardening. But obtaining the necessary parameters for these models sometimes requires special testing equipment and their complexity frequently rules them out for use in practice. The great importance attaching historically to rigid-plastic stability analysis is no doubt largely due to the difficulty of determining the stress-strain laws for soils.

For stability analysis the main advantage of elastoplastic FE analysis is that from the initiation of local yielding (or cracking) in one or more regions the development of the plastic zones (or propagation of a cleavage surface) can be traced until a failure mechanism is formed. However, in view of the inherent difficulties of using the FE method for limit analysis we briefly consider in the next section what, if anything, can be gained from an ordinary elastic analysis.

Elastic Analysis

If the state of stress in a soil structure like an embankment is known, the safety factor as defined for limit equilibrium analysis can be evaluated for potential slip surfaces. The method is of course not restricted to linear elastic analysis. This idea, which was first put forward in the early 60's, was implemented by Brown and King [34] in an automatic way, whereby, using the recently developed linear elastic FE method for plane strain conditions, the authors could combine stress and stability analysis, even taking into account stage construction analysis. Constant stress triangular elements were employed, so that the maximum shear stress acting in an element is readily determined. The most sensitive failure surface was found by constructing potential polygonal failure surfaces step-by-step through the FE mesh, as defined by the equilibrium stress condition, i.e. that the potential slip line is inclined at an angle $\pm(45^\circ - \phi/2)$ to the major principal stress, beginning at various chosen points on the boundary near the toe of the embankment. The critical surface was based on the highest value of the average cohesion necessary to maintain stability, while using the actual value of the angle of internal friction for each material zone traversed.

For determining the potential slip surface Naylor [35] advocated the use of the dilatancy angle ψ instead of the friction angle ϕ , giving an inclination of the slip surface of $\pm(45^\circ - \psi/2)$, or preferably some intermediate value. He adopted a similar approach to Brown and King's because he was daunted by the lack of convergence for frictional material when performing nonlinear elastoplastic analysis using the 'initial stress' method.

Much information can be gained simply by plotting the slip-line directions in each of the elements and it may be possible to draw a potential slip surface. In a more enhanced method a trial slip surface is taken and a comparison made between the plots of the variation of shear strength, which depends on the normal stress calculated from the elastic analysis, and the actual shear strength in the elements along the trial slip surface. The safety factor is determined as the ratio of the areas under these respective curves. For an elastic analysis the shear stress plot may lie above the shear strength line, whereas for a properly formulated elastoplastic analysis it should lie below it or coincide with it within a contiguous plastic zone.

An obvious limitation is that the critical surface obtained for high values of safety factor, for which an elastic analysis would be appropriate, may be very different from that for low safety factors corresponding to the development of plastic zones. This is because the principal stresses rotate as a plastic state is approached and this affects the directions of the potential slip-lines within an element.

One of the chief difficulties of these approaches is the need to estimate the initial stress conditions. For horizontal ground the vertical stress may be reasonably assumed to equal the overburden stress. The initial horizontal stress, however, is usually defined by a coefficient k times the vertical stress and this can vary considerably, especially between normally- and over-con-

solidated clays and if cross-anisotropic conditions are present. One should not therefore put too much trust in computed initial stresses other than the vertical ones. As failure is approached, however, the initial stresses probably become less significant.

Further drawbacks of these methods are that the modified elastic solution methods can be tedious and standard software is not available. Also, the advantage of low computing times for elastic analyses is also no longer of major relevance with the speed of modern computers.

THREE-DIMENSIONAL PROBLEMS

There are a number of three-dimensional problems that need to be considered in ground engineering, like earth dams in narrow valleys, slopes of finite length or curved in plan or to which loads of limited extent are applied, slurry trench elements, shafts, landfills, etc. Several limit equilibrium solutions have been published, e.g. Leshchinsky & Huang [36] and the FE method can readily deal with such problems. Chen [6] has also dealt with the problems of rectangular and square footings and various punching problems using limit analysis. There is still much work to be done in three-dimensional analysis, however, and with appropriate mesh generators and material laws the FE method appears to be the most promising.

FINAL REMARKS

That limit equilibrium, an upper bound method, albeit approximate, is generally used in practice for soil stability calculations is perhaps somewhat surprising. In the limit analysis of concrete structures lower bound solutions are favoured. Yet limit equilibrium methods have generally served as a useful tool in practice. One reason for this is that the actual soil strength in situ may be underestimated. Thus, hand in hand with improved stability analysis methods there is a need to determine more accurately appropriate soil parameters to fit the actual in situ stress conditions and, as required, for the numerous material laws that have been proposed in recent years. But in some cases, with all the uncertainties and complexities of ground conditions, c.f. [37], nature may still defy the successful application of analytical models.

REFERENCES

- [1] Whitman R.V. & W.A. Bailey, "Use of Computers for Slope Stability Analysis", in *Stability and Performance of Slopes and Embankments*, ASCE Conference, Univ. Calif., Berkeley, 1966, pp.519-542.
- [2] Abramson L.W., T.S. Lee, S. Sharma & G.W. Boyce, *Slope Stability and Stabilization Methods*, J. Wiley, New York, 1996, pp.629 (based on courses for the U.S. Federal Highway Administration)
- [3] Drucker D.C. & W. Prager, "Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit Design" *Quart. Appl. Math.*, 10, 1952, pp.157-165.
- [4] Vollenweider U.G., *Beitrag zur Behandlung bodenmechanischer Grenzwertproble nach der Plastizitätstheorie*, Report No. 21, Institute of Structural Engineering, ETH Zurich, 1969
- [5] Lysmer J., "Limit Analysis of Plane Problems in Soil Mechanics", *J. Soil Mech. Found. Eng.*, ASCE, Vol.96, 1970, pp.1311-1334
- [6] Chen W.F., *Limit Analysis and Soil Plasticity*, Elsevier Scientific Publishing Co, Amsterdam, 1975
- [7] Atkinson J., *Foundations and Slopes*, McGraw-Hill, 1981, pp.382
- [8] Duncan J.M., "State of the Art: Limit Equilibrium and Finite-Element Analysis of Slopes", *ASCE J. Geotechnical Engineering*, Vol.122, No.7, 1996, pp.577-596
- [9] Taylor D.W., "Stability of Earth Slopes", *J. Boston Soc. Civ. Eng.*, Vol. XXIV, No.3, 1937, pp.197-247
- [10] Prater E.G., "Stability of Cuttings considering Variable Cohesion and Earthquake Effects", *Proc. 11th Int. Conf. on Soil Mech. Found. Eng.*, San Francisco, Vol. 7B, 1985, pp.1959-1962
- [11] Davis E.H. & J.R. Booker, "The Effect of Increasing Strength with Depth on the Bearing Capacity of Clays", *Geotechnique*, Vol.23, No.4, 1973, pp.551-563
- [12] Bishop A.W., "The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes", *Geotechnique*, Vol.5, No.1, 1955, pp.7-17

- [13] Janbu N., "Slope Stability Computations", in *Embankment Dam Engineering, Casagrande Memorial Volume*, eds. Hirschfield & Poulos, Wiley, New York, pp.47-86
- [14] Morgenstern N.R. & V.E. Price, "The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces", *Geotechnique*, Vol.15, No.1, 1965, pp.79-93
- [15] Spencer E., "A Method of Analysis of the Stability of Embankments assuming Parallel Interslice Forces", *Geotechnique*, Vol.17, No.1, 1967, pp.11-26
- [16] Fredlund D.G. & J. Krahn, "Comparison of Slope Stability Methods of Analysis", *Can. Geotech. Journal*, Vol.14, No.3, 1977, pp.429-439
- [17] Chen Z. & N.R. Morgenstern, "Extensions to the General Method of Slices for Stability Analysis", *Can. Geotech. Journal*, Vol.20, No.1, 1983, pp.104-119
- [18] Chen Z. & C. Shao, "Evaluation of the Minimum Factor of Safety in Slope Stability Analysis", *Can. Geotech. Journal*, Vol.25, No.4, 1988, pp.735-748
- [19] Hill R., *The Mathematical Theory of Plasticity*, Oxford University Press, New York, 1950
- [20] Sokolovski V.V., *Statics of Soil Media*, Pergamon Press, New York, 1965
- [21] Scott R.F., *Principles of Soil Mechanics*, Addison-Wesley, 1963
- [22] Davis E.H., *Soil Mechanics Selected Topics*, ed. I.K. Lee, Ch.6, Butterworths, London, 1968
- [23] Lee I.K. & J.R. Herington, *Soil Mechanics New Horizons*, ed. I.K. Lee, Ch.6, Newnes-Butterworths, London, 1974
- [24] Booker J.R. & E.H. Davis, "A Note on the Plasticity Solution to the Stability of Slopes in Inhomogeneous Clays", *Geotechnique*, Vol.22, No.3, 1972, pp.509-513
- [25] Goldscheider M., "Standsicherheitsnachweis mit zusammengesetzten Starrkörper-Bruchmechanismen", *Geotechnik*, Vol.2, pp.130-139
- [26] Hajdin R., *Computerunterstützte Berechnung von Stahlbetonscheiben mit Spannungsfeldern*, Report No. 175, Institute of Structural Engineering, ETH Zurich, 1990
- [27] Duddeck H., "Leistungsfähigkeit und Grenzen der Methode der Finiten Elemente in der Geotechnik", *Felsbau*, Vol.4, No.3, 1973, pp.126-131
- [28] Gioda G. & O. de Donato, "Elastic-Plastic Analysis of Geotechnical Problems by Mathematical Programming", *Int. J. Numerical & Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.3, 1979, pp.381-401
- [29] De Borst R. & P.A. Vermeer, "Possibilities and Limitations of Finite Elements for Limit Analysis", *Geotechnique*, Vol.34, No.2, 1984, pp.199-210
- [30] Sloan S.W. & W.F. Randolph, "Numerical Prediction of Collapse Loads using Finite Element Predictions", *Int. J. Numerical & Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.6, 1982, pp.47-76
- [31] El-Hamalawi A., M.D. Bolton & A.M. Britto, "A Cubic Strain Quadrilateral Element", *Int. J. Numerical & Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.30, 1996, pp.295-302
- [32] Cox A.D., G. Eason & H.G. Hopkins, "Axially Symmetric Plastic Deformation in Soils", *Phil. Trans. Roy. Soc.*, A254, 1961, pp.1-47
- [33] Chen W.F. & E. Mizuno, *Nonlinear Analysis in Soil Mechanics*, Elsevier, Amsterdam, 1990
- [34] Brown C.B. & I.P. King, "Automatic Embankment Analysis: Equilibrium and Instability Conditions", *Geotechnique*, Vol.16, No.3, 1966, pp.209-219
- [35] Naylor D.J., "Finite Elements and Slope Stability", in *Numerical Methods in Geomechanics*, ed. J.B. Proc. NATO Advanced Study Institute, Braga, Portugal, 1981, pp.229-244.
- [36] Leshchinsky D. & C. Huang, "Generalized Three Dimensional Slope Stability Analysis", *J. Geotechnical Eng.*, ASCE, Vol 118, No.11, 1992, pp.1748-1764
- [37] Chowdhury R.N., "A Reassessment of Limit Equilibrium Concepts in Geotechnique", in *Application of Plasticity and Generalized Stress-Strain in Geotechnical Engineering*, ed. R.N.Yong & E.T.Selig, ASCE Symposium, Hollywood, Florida, 1980, pp.53-77

TAPIZ: A PARALLEL EXPLICIT SIMULATION TOOL

J. Renau¹

ABSTRACT

This contribution discusses the parallel algorithm for the numerical simulation of a system of one or two rigid or flexible three-dimensional bodies hitting at speeds of 50 to 300 km/h and penetrating a solid substrate or a plate made of different, possibly inhomogeneous, materials like concrete, metals, rock, soil, etc. For this purpose an expandible software package named TAPIZ, written in C++ using the object oriented programming technique, has been developed.

KEYWORDS

Finite Elements, dynamics, explicit integration, impact, contact, penetration, parallelisation

INTRODUCTION

Fast computers have stimulated the growth of a new way of doing science, joining the two classical branches of theoretical and experimental science into *computational science*. Phenomena either too complex to be reliably predicted by theory or too dangerous or expensive to be reproduced in the laboratory can now be successfully simulated with help of parallel computing.

The main reason behind parallel computing is to speed up computation time efficiently. If a parallel computation procedure is run on an n processor machine, the goal is to reduce the computation time by a factor as close as possible to n . A second important reason is the increase of the size of the computation. If a single processor machine is able to compute a given model, the goal is to compute a model n times bigger in the same computation time as an n processor machine.

This behaviour may not be interpolated linearly due to the overhead caused by hard- and software: time of data transfer, communication latency, synchronisation time and algorithm complexity. Other beneficial effects should also be considered: the amount of data that each process has to deal with decreases, access to memory will be faster, nested loops will be shorter.

In many cases, parallel programming is not only a question of speeding up the computations, but simply of making them possible, since single-processors computers, due to their limited capacity, may simply not be able to handle them.

In this paper, after a brief review of the main parallel computing models, a new parallel algorithm based on sub-domain decomposition using the Message Passing Model is presented. Later, the parallel efficiency of its implementation in the program TAPIZ [1] is discussed and finally a practical application to a three-dimensional explicit simulation of powder actuating fastening is shown.

¹ Research Associate, Institute of Structural Engineering, ETH, Zurich, Switzerland

PARALLEL COMPUTING MODELS

A parallel computing model is a conceptual view of the way parallelisation is achieved. Although it should be independent of the underlying architecture which supports it, its effectiveness depends on the gap between model and architecture. In the following, the main principal computational models are briefly reviewed.

Data parallelism

This model is determined by data independence. The same set of instructions is applied to an array of similar data items sequentially. One of the first places where this model was taken into consideration was in vector processors. Nowadays, data parallelism is more a compiler-assisted programming style than a computer architecture feature.

Shared Memory

In this model each process has access to all of a single, shared address space at the usual level of load and store operations. Coordination of access to memory locations manipulated by multiple processors is done by some form of locking to be established by the programmer.

Threads Programming

In this computational model a single address space is associated with several execution threads. This model allows fast switching from one thread to another and can be implemented both on single-processors and multi-processors.

Message Passing Model

Instead of sharing the same memory space among processors, only selected data is allowed to be shared at specific moments. This model states that a set of processes, each with its own assigned memory, are only able to share data with other processes by sending and receiving messages. In this model, data transfer from the local memory of one process to the local memory of another requires operations to be performed by both processors.

In the recent years, this model has become widely used in practice. The main reasons behind this trend can be summarized in the following points:

Universality. This model fits well to separate processors connected by a fast or slow communication network. Where machines supply extra hardware to support shared-memory systems, this model can take advantage of this hardware to speed up data transfer. This model is the only one supported on distributed memory machines.

Appropriateness. Message passing has been found to be a useful and efficient model in which to express parallel algorithms, providing the control missing in other models. By controlling memory references more explicitly, mistakes in the parallel algorithm are more easily detected and avoided. Message passing provides an excellent way of isolating communication and reducing interaction between processes. Even on share memory computers, use of this model provides the programmer with far more control over the memory space.

Performance. As processors have become faster, management of theirs caches and the memory has become the key to getting the most out of them. One advantage that distributed memory computers have over even the largest single-processors machines is that they typically provide more memory and more cache. For instance, memory-bound applications exhibit good linear speed-ups when ported to a cluster of work-stations.

PARALLEL THREE-DIMENSIONAL FINITE ELEMENT ALGORITHM

When defining a parallel software, a high parallel efficiency of the system depends not only on the availability of more processors but also on suitable parallel computation algorithms. In fact, algorithm research has contributed as much to the speed of modern parallel programs as hardware engineering research.

Parallelism which relies on what a multi-processor-system alone offers, can only be successful

if a total independence of processes is assured. Since this is seldom the case, a more detailed analysis of the computation scheme from the point of view of parallelisation is required.

The first goal of a parallel computational algorithm is to avoid idle synchronisation time, while waiting either for incoming data or for other processors' tasks to be finished. This is not an easy task, especially if the algorithm has highly interconnected parts.

A second important fact to be considered is that data transfer is expensive. Data has to be transferred through the system, either by being copied from one memory location to another (distributed-memory) or by locking access to it (shared-memory). The sum of the computing and communication times of all processes is always longer than the time that a single process for the whole simulation would need. Communication should therefore be minimized.

The best way to fulfil these aims is by rearranging the algorithm in such a way that the results to be shared with other processes are computed and sent as soon as possible, while the processing of the incoming data is postponed as long as possible. In the meantime all possible independent computation is made, i.e., one process must not make the others wait and should not ask the others for their data as long as it is possible to continue computation without them.

It is clear that not all computing algorithms fulfil these principles, having been developed to accomplish other goals. Not all of them can be modified and have to be completely reconsidered. However, if a reasonable solution is found, a good parallel efficiency is achieved.

It is worth mentioning that every simulation can be split into an optimal number of processes. The ratio between communication-independent and communication-dependent data decreases when the number of processors increases. The smaller this ratio, the more time the system will spend in data transfer and the more inefficient the parallelisation will be.

Finite Element Model

The finite element model contains several components, which interact with each other through contact, impact and penetration. A detailed description of this model can be found in Anderheggen [1]. The body hitting the substrate with a given initial velocity can be of any rotational-symmetric shape and is modelled either as rigid or as a flexible beam capable of arbitrarily large displacements. The substrate is modelled by a very large number of tetrahedral constant-strain elements capable of large deformations. As shown in Fig. 1, one plane of symmetry is assumed for both the substrate and the hitting body. For time-step integration the explicit central difference method is used.

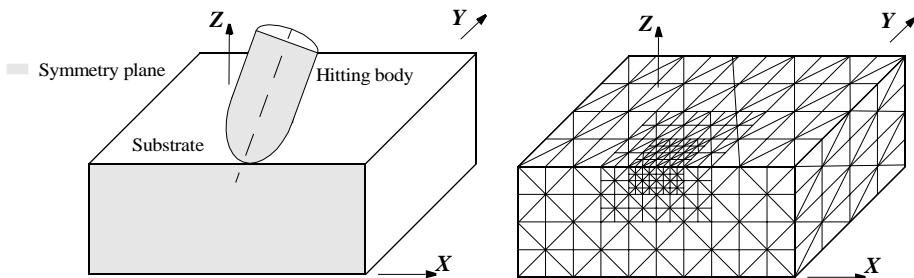


Fig. 1 - Finite element model

Because the large number of elements and time-steps results computationally in a very demanding simulation task, the solver was designed as an scalable parallel program running on any number of processors. The message passing model has been adopted for the present analysis, since it presents the main advantage, besides compatibility and efficiency, that it forces algorithms to clearly define where and how data sharing has to be done.

Sub-domain decomposition

Due to the large number of elements to be processed and in order to reduce the computation time, the whole finite element model is split into several sub-domains. (See Fig. 2). Each of

these sub-domains is handled by a different process so that a part of their computational results has to be shared with other sub-domains at every computation step as required by the explicit time integration method.

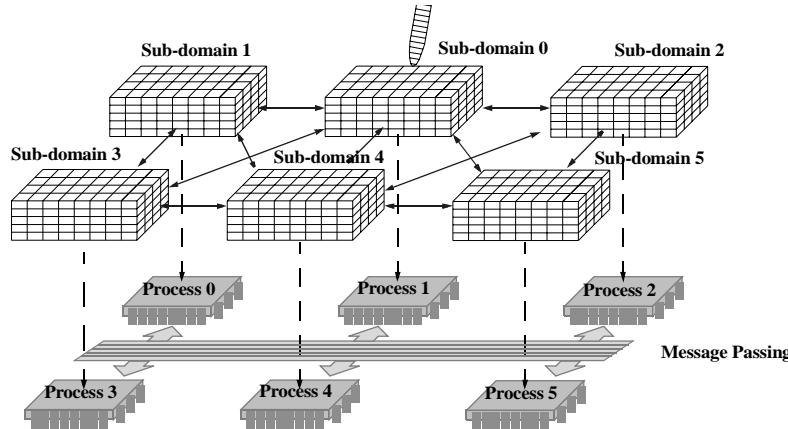


Fig. 2 - Sub-domain decomposition

The part of a component assigned to a sub-domain is called a *block*. Therefore, a sub-domain may contain one or several blocks. Between two blocks of the same component are boundary surfaces that share a predetermined amount of data. A block contains not only the description of the component mesh treated in a sub-domain, but also the information about all the boundaries that it has with the neighbouring blocks. A sub-domain has as many boundary surfaces as intersections between its blocks and the neighbouring sub-domains.

A boundary is defined by the nodes lying on it and is always associated with another boundary surface having exactly the same number of nodes in the neighbouring sub-domain. To each node in a boundary surface corresponds exactly another in the associated boundary surface. Data sharing is always done between two associated finite element nodes. Special attention is to be paid to the boundary surfaces which intersect with refinement zones.

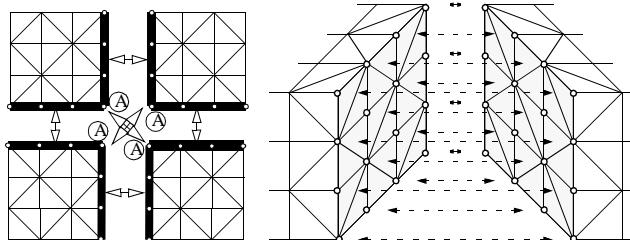


Fig. 3 - Forces in the boundary surfaces.

For every pair of associated boundary surfaces there is always a unique tag identifying this communications process. Additionally, a boundary also has to know on which sub-domain its associated boundary surfaces is being computed, so that their information can be shared.

Most finite elements in this model base their formulations on the nodes. All the data of the nodes (position, velocity, acceleration, forces, etc.) have to be shared with the associated boundary surfaces. However, if the nodal forces are known, all other quantities may be computed for the explicit time integration. Therefore, in order to minimize communication only the nodal forces are transferred.

A node in a boundary surface may belong to more than one boundary. This means that its nodal forces have to be sent to more than one sub-domain. It also means that this node has to receive information from more than one neighbouring sub-domain.

The forces of a node on one boundary surface are computed in more than one sub-domain at the same time. Every sub-domain contributes to this force, and therefore, the total force acting

on this node is the sum of the all the contributions obtained in each sub-domain and has to be computed for every sub-domain independently.

Sub-domain computational procedure.

Every block in the sub-domain may have several boundary surfaces, whose nodal forces have to be computed and shared as soon as possible. In order to determine the forces on the nodes in a single boundary surface of a block, any element with a node lying on this boundary has to be previously computed.

Any boundary surface of a block has a list of elements that have at least one node lying on it. If we take away from this list all the elements previously assigned to another boundary, what remains forms a so called sub-block. Applying this procedure iteratively to each boundary in the block, all the elements touching a boundary surface will be assigned. The remaining ones in the block, which do not touch any boundary surface also form a sub-block.

By applying this procedure to each boundary of every block in the sub-domain, a list of sub-blocks with boundary data will be obtained for the entire sub-domain. The sub-blocks with no associated boundaries, i.e. with no data to share, will be placed at the end of the list.

If the sub-blocks are processed in this sequence, nodal forces in a boundary can be transmitted to the neighbouring blocks as soon as they are obtained and the process may continue computing other elements. At the end, the very last sub-blocks, with no data to be shared are handled. Having finished all the blocks, the nodal forces coming from neighbouring sub-domains are likely to have been received. They are then collected and added to the existing nodal forces at the boundaries. If boundary forces are still missing, the process has no other choice than to wait to receive them. The main flow diagram of the described parallel algorithm of a sub-domain built by different sub-blocks, is summarized in Fig. 4.

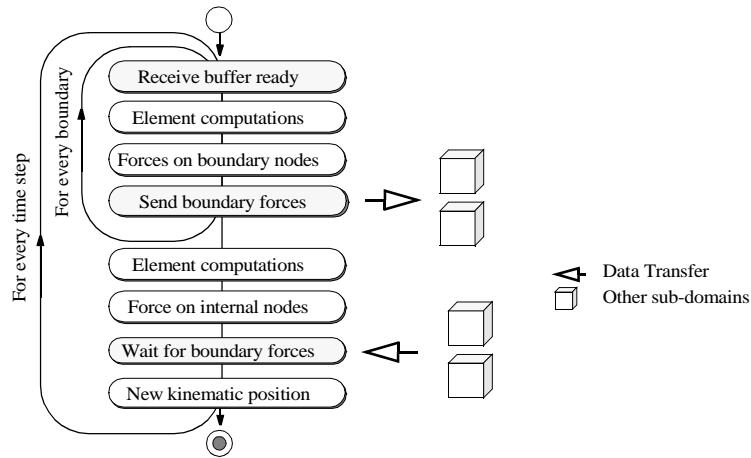


Fig. 4 - Parallel Algorithm Scheme

Contact-Impact and Penetration

Contact, impact and penetration have to be treated consistently. All the elements in the finite element model which may fail, are impacted or whose nodes may impact have to be treated in the same sub-domain. This implies that all the elements that may belong to one of the two contact surfaces have to be assigned to the same sub-domain. This a very constraining condition for the parallel algorithm.

Implementation of the Parallel Algorithm

Among the several libraries (PVM, Parmacs, Linda, etc.) supporting the message-passing model, the Message Passing Interface (MPI) library [3] is the most extended. MPI is a second generation parallel library implemented in C and FORTRAN, which has become the *de facto* standard of the parallel programming community, having been ported to most computer architectures, from work-station clusters to parallel super-computers, covering all the typolo-

gies: shared memory, distributed memory, etc. These are the main reasons why this library was selected for the implementation of the parallel algorithm described above.

NUMERICAL SIMULATIONS

In the following two numerical simulations are presented, showing the efficiency of the above mentioned method and the applicability of this solver to a real simulation.

Parallel Efficiency

The efficiency κ of parallel software in an n processor system is defined as the time t^1 needed by the computation with a single process divided by n times the time t^n that the n processor system needs:

$$\kappa = \frac{t^1}{n \cdot t^n} < 1 \quad (1)$$

In order to measure the parallel efficiency, a finite element model composed by a plate of $96 \times 48 \times 10$ five-tetrahedra blocks with 230,400 elements and 52,283 nodes has been used. This mesh has been subdivided into 1×1 , 2×1 , 2×2 , 3×2 , 4×2 , 4×4 , and 6×4 sub-domains where the two integers represent the number of subdivisions in the X- and Y-directions, respectively.

For testing the parallel efficiency only 1,000 computational steps have been carried out on an HP-CONVEX EXAMPLAR machine with 32 CPUs. As can be seen in Fig. 5, parallel programming speeds up computations significantly and a high parallel efficiency for large problems is achieved. For instance, with 24 processors the simulation is computed over twenty times faster than with a single processor. It must be noticed, however, that these results are machine-dependent. The simulation and the decomposition types also play an important role.

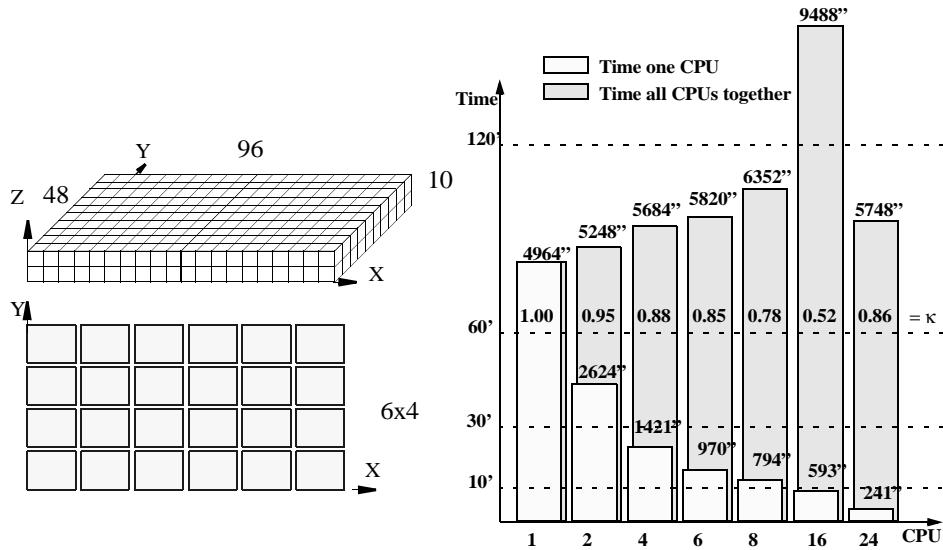


Fig. 5 - Parallel efficiency of the system.

Similar tests have been carried out on other architectures with comparable results. Among others, the GigaBooster, a distributed memory machine with 7 DEC Alpha CPUs and the INTEL Paragon, where up to 81 CPUs have been used for testing, should be mentioned. A SUN shared memory work-station with 4 CPUs has also been employed for benchmarks with similar results.

Practical Application: Powder Actuated Fastening

Despite the developments in fastening technology, simple nail fastening has not lost its usefulness. One method of fastening nails in hard construction materials such as steel and concrete is *powder actuated fastening*. In this technique a nail is placed in a hand-held tool and driven through the sheets to be fastened and into the base material by the explosive force of

an ignited powder cartridge. This technique is very suitable for many applications in concrete like suspended ceilings, fixing electrical cables to walls, etc. However, most standards allow this technology only for certain uses in concrete where resistance is not relevant. With a better understanding of this penetration phenomenon, better and more reliable tools could be designed, so that this technique would be at least as popular and secure in concrete as in steel. A first attempt to solve this problem was made by Bartelt [2] using a two-dimensional rotational-symmetric model.

Fasteners in concrete need to reach a deeper penetration depth than those in steel in order to assure a sufficient fixation. They have to be longer than those designed for steel and therefore tend to buckle. This buckling is caused not only because the applied load is too large (static buckling) but also because the stability effect of the deformation speed is not large enough. Buckling can also be a consequence of the heterogeneity of the substrate. When the tip of the fastener meets a harder zone, it may slip or be stopped. Another cause of buckling is that the fastener may have not been placed exactly perpendicular to the substrate but with a slight deviation angle. In all cases, most of the remaining energy in the piston must be dissipated in form of plastic deformation in the nail. All these effects are three-dimensional problems which can be analysed by the TAPIZ parallel solver.



Fig. 6 - Buckled nail on concrete

The time required to perform a calculation depends on the number of finite elements in the simulation and the size of the explicit-integration time step, which is typically between 1 and 5 ns. The time of penetration can be as long as 500 μ s, so that as many as 100,000 time steps are required for a single simulation. In the following a typical application of the software system is presented showing some results of a fastener being driven into a substrate plate. The model comprises a fastener and a substrate plate, as seen in Fig. 7.

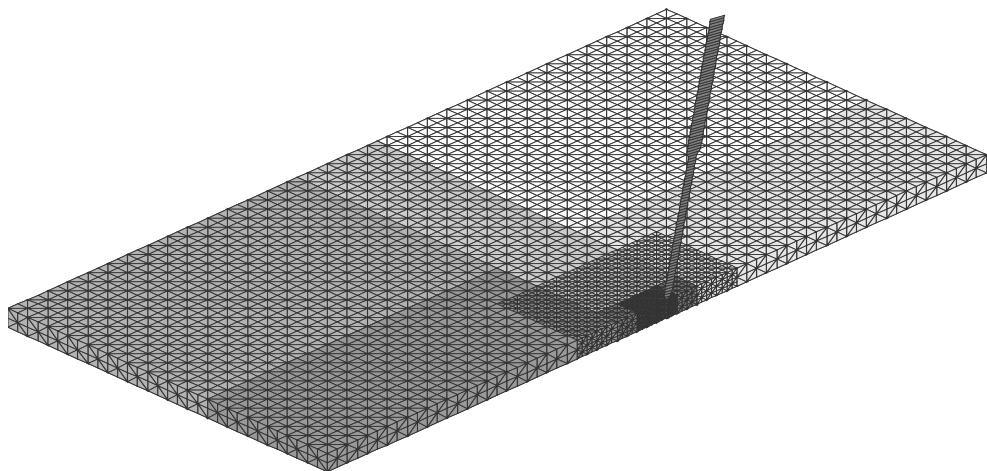


Fig. 7 - Three-dimensional model and sub-domains.

The size of the plate is 16.5 cm x 8.0 cm x 0.5 cm. with a total of 34,800 tetrahedron elements and 11,340 nodes. The substrate's finite element mesh is distributed among six sub-domains, in such a way that each of them has about the same number of elements. Process number 0 computes the fastener and the part of the substrate in the vicinity of the impact zone, and carries out contact and penetration computations. For stability of the explicit integration method, a time step length of 10 ns is used. The length of the computation is 400 μ s, i. e. 40,000 steps have to be carried out.

This simulation was run on an HP CONVEX EXEMPLAR machine. The computations took 3 hours working with six CPUs of this machine. The dynamic buckling of the fastener can be seen in Fig. 8, in which the deformed mesh is drawn at various time-steps.

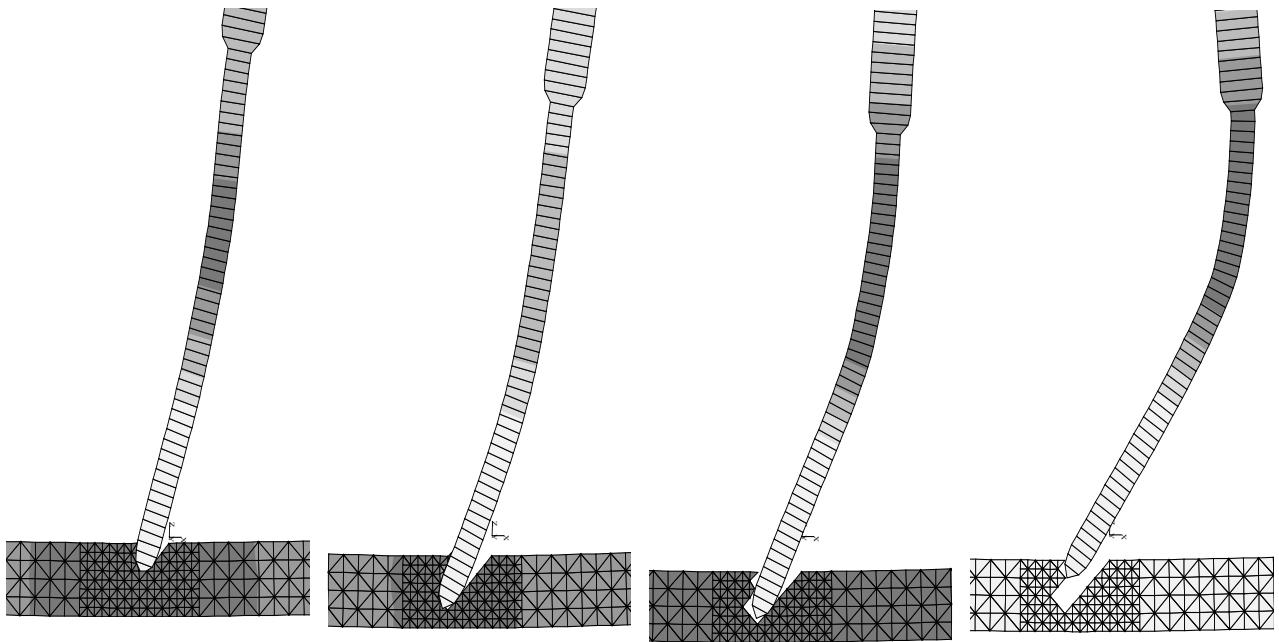


Fig. 8 - Buckling of the nail at time-steps 5,200, 18,200, 22,000 and 40,000.

CONCLUSIONS

In the present paper a new parallel algorithm based on sub-domain decomposition has been discussed and its applicability to three-dimensional explicit finite element contact and impacting problems has been presented. The implementation of this algorithm has an excellent parallel efficiency on all the computer architectures (shared and distributed memory) where it has been tested. With the help of this parallel programming technique a significant speed-up in the computations is achieved and larger simulations can be carried out. It is believed that this approach shows a promising and - to a large extent - new way to perform simulations of large explicit finite element models.

ACKNOWLEDGEMENTS

The support of the Swiss Commission for Scientific Research (Kommission für Technologie und Innovation) under the contract 2919.1 is gratefully acknowledged here.

Special thanks are due to Prof. Dr. Edoardo Anderheggen, whose continued enthusiastic and active support has made this work possible.

REFERENCES

- [1] Anderheggen E., Renau J., "Three-dimensional Numerical Simulation in Contacting, Impacting and Penetrating Solids", Internal Research Report, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zurich, 220 pp., 1998.
- [2] Bartelt P., Anderheggen E., Heiduschke K. and Ekchian D., "Numerical Simulation of Powder-Actuated Fastening in Homogeneous Materials", Research Report, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zurich, 114 pp., 1994.
- [3] Gropp W., Lusk E., Skjellum A., "Using MPI, Portable Parallel Programming with the Message-Passing Interface", The MIT Press, Cambridge Massachusetts, pp. 59-83, 1994.

MODELING OF COUPLED PHENOMENA WITH SESES

M. Roos¹, G. Sartoris¹, H.U. Schwarzenbach¹

ABSTRACT

In this article, numerical methods to model sensor and actuator devices are presented. For these devices the presence of a physical coupling between the thermal, mechanical and electro-magnetic fields is essential to the device's performance. These coupling mechanisms will be described together with the field's governing equations and some issues related to their software implementation in the numerical program SESES. With this tool, simulations can be done in an intuitive manner, like performing virtual experiments where the physical coupling can be turned on and off.

KEYWORDS

Device modeling; sensor, actuator; coupling phenomena;

INTRODUCTION

Numerical modeling plays a growing role in the industrial development cycle of sensors and actuators as well as for the exploration of novel transducer ideas in research labs. The modeling approach is in general formulated at different levels; it starts with the simulation of the production processes, continues at the level of individual devices and ends up at the system level. At each stage the appropriate physical models, mathematical tools, and numerical algorithms are adopted to obtain valid solutions. A recent trend in the development of numerical tool is the modeling of coupled effects at the device level. This aspect is of great relevance, because sensor devices transform physical quantities into (mostly) electrical signals. For example, a piezoresistive pressure transducer couples the mechanical membrane deformation to a resistivity change, or a humidity sensor transforms the water concentrations in air into a capacitance change of a micro structure, etc. Similarly, actuators perform the opposite task and produce, e.g., a mechanical deformation related to an electrical input signal. Common to the operation of these devices is the coupling of different physical phenomena with each other. For sensors and actuator devices, of particular interest is the coupling between the thermal, mechanical and electro-magnetic fields. This topic will be presented in this article, together with a brief discussion of the device's governing equations and some issues related to the software implementation in the program SESES (SEmiconductor SEnsor and actuator Simulation). This finite element based tool was designed with special emphasis on coupled phenomena since they occur in sensors with large market potential. With this tool, numerical simulations in-

¹Zürcher Hochschule Winterthur, Switzerland.

	Type of Law	Equation	Description
\mathcal{E}_1	Conservation law	$\vec{\nabla} \cdot \vec{J} = 0$	Charge conservation for the electric current density \vec{J} .
	Ohm's law	$\vec{J} = \sigma \vec{E} = -\sigma \vec{\nabla} \psi$	Infinitesimal Ohm's law, with σ the conductivity, ψ the electric potential, and \vec{E} the electric field.
\mathcal{E}_2	Conservation law	$\vec{\nabla} \cdot \vec{F} = q$	Thermal energy conservation for the heat flux \vec{F} including the heat generation rate q .
	Fick's 1st law	$\vec{F} = -\kappa \vec{\nabla} T$	The heat flux \vec{F} is proportional to the temperature gradient. T denotes the temperature distribution and κ the thermal conductivity.
\mathcal{E}_3	Conservation law	$\partial_j \tau_{ij} = f_i$	Momentum conservation for the mechanical stress tensor τ_{ij} in the presence of a volume force density f_i .
	Hooke's law	$\tau_{ij} = C_{ijkl}(\epsilon_{kl} - \epsilon_{kl}^0)$ $\epsilon_{ij} = \frac{1}{2}(\partial_i u_j + \partial_j u_i)$	The stress tensor τ_{ij} is given in terms of the elasticity tensor C_{ijkl} and the strain tensor ϵ_{ij} , which is determined by the deformation field u_i (ϵ_{ij}^0 denotes initial strains).

Table 1: Basic governing equations implemented in the program SESES for sensor and actuator modeling. For each phenomenon the table reports the continuity equation for the conserved quantity and the associated constitutive material law.

cluding parameter studies, packaging effects, and non-linear behavior can be handled in an intuitive manner.

PHYSICAL MODELS FOR SENSORS AND ACTUATORS

A large class of physical phenomena can be understood in terms of balance equations for conserved quantities. Here, the spatially local formulation of the conservation laws yields partial differential equations (PDEs). For stationary states, the current density \vec{J}_Φ associated with the conserved quantity Φ obeys an equation of the form $\vec{\nabla} \cdot \vec{J}_\Phi = q$, where q denotes the source term. This balance equation has to be complemented with constitutive laws describing the material behavior. In the linear approximation, these laws typically read $\vec{J}_\Phi = \chi \vec{\nabla} \Phi$ where χ is a material dependent coefficient (scalar or tensor). The physical behavior of sensors and actuators is accessible to numerical simulations, if suitable boundary conditions describing the operating conditions are selected. SESES presently supports the modeling of electrical, thermal, and mechanical phenomena together with their cross couplings. The relevant equations for stationary behavior are given in Table 1. While for equations \mathcal{E}_1 and \mathcal{E}_2 the conservation of charge and (thermal) energy is generally well understood, the analogous background for eq. \mathcal{E}_3 is less familiar. However, the elastic behavior of bodies can be understood in terms of the conservation of mechanical momentum. Here, things are more involved due to the fact that the conserved entity is no longer a scalar but a vector. The first order PDEs for each field can be combined into the familiar second order PDEs of elliptic type. This leads, e.g., to the Laplace equation $\vec{\nabla} \cdot (\sigma \vec{\nabla} \psi) = 0$ for \mathcal{E}_1 . This type of PDE can be solved numerically by the finite element method [1]. The set of equations in Table 1 enables simulations, for example, of the mechanical deformation state of a membrane under pressure load, or the electric current distribution in a Hall sensor. However, many devices of interest involve a combination of these phenomena. Consider a piezoresistive pressure transducer. An engineer has to design the mechanical

	Effect	Equation	Description
\mathcal{C}_1	Joule's heat: electric \rightarrow thermal	$q = \sigma \vec{\nabla} \psi ^2$	The heat source term depends on the electric field strength.
\mathcal{C}_2	Thermally induced strains: thermal \rightarrow mechanic	$\epsilon_{ij}^0 = \alpha_{kl}(T - T_0)$	The initial strain tensor is temperature dependent with α_{kl} the thermal expansion tensor.
\mathcal{C}_3	Temperature coefficients: thermal \rightarrow electric	$\sigma = \sigma(T)$	The electric conductivity is temperature dependent.
\mathcal{C}_4	Piezoresistivity: mechanic \rightarrow electric	$\sigma = \sigma(\tau_{ij})$	The mechanical stress tensor alters the electric conductivity.
\mathcal{C}_5	Change of the domain: mechanic \rightarrow thermal	$u_i = u_i(T)$	In the presence of large deformations a change of the modeling domain occurs.

Table 2: *Coupling mechanisms presently implemented in SESES . For some of the coupling terms different variants exist. For example, there is a model for temperature dependence of the electric conductivity for silicon semiconductors as a function of the doping concentration level.*

parameters of the membrane (thickness, shape, etc.) and the piezoresistor Wheatstone bridge for the electric readout of the pressure. One is interested in the resulting pressure sensitivity in terms of the resistivity change, the bridge offset, and the temperature dependencies. In order to model this device, the system of PDEs in Table 1 has to be augmented by the appropriate coupling terms. The modeling tool SESES has implemented many couplings of practical interest, which are given in Table 2. Usually, not all these coupling mechanisms are of equal importance or interest for a specific device. SESES offers the possibility to gradually improve the degree of sophistication of a numerical model. Consider again a pressure transducer with a piezoresistor bridge for readout. The numerical investigation will start with the mechanical properties of the structure, i.e. only equation \mathcal{E}_3 is used. Later on, equation \mathcal{E}_1 together with the coupling mechanism \mathcal{C}_4 will be activated providing information about the electrical sensitivity of the device. At the final stage, the influence of the support structure and the packaging is investigated using mechanism \mathcal{C}_2 , which gives the coupling of the temperature with the mechanical quantities. Sensors often operate isothermally, where the temperature is merely a constant parameter and not an unknown field. Therefore, it is not necessary to solve equation \mathcal{E}_2 . Of course, the constitutive relations for the electrical domain depend on the temperature, which is included with the coupling term \mathcal{C}_3 . SESES has built in models for simple Ohmic conductors as well as more complicated models for semiconducting materials with their characteristic dependence on the doping concentration.

SIMULATION SCENARIOS

The foregoing discussion shows that the numerical treatment of coupled effects in a sensor structure may be complex, regarding the number of coupling mechanisms to be specified and the characterization of the material parameters. For the previous piezoresistor example, however, the computational approach is rather simple. The calculations necessary for the analysis of such a device can be done in series. Since the mechanical degrees of freedom are independent of the electric potential, after computing the deformations and the associated stresses, the electric simulation can be performed as a generalized post processing task. By itself, this is still a full FEM calculation where the mechanical stresses and temperature are specified as ex-

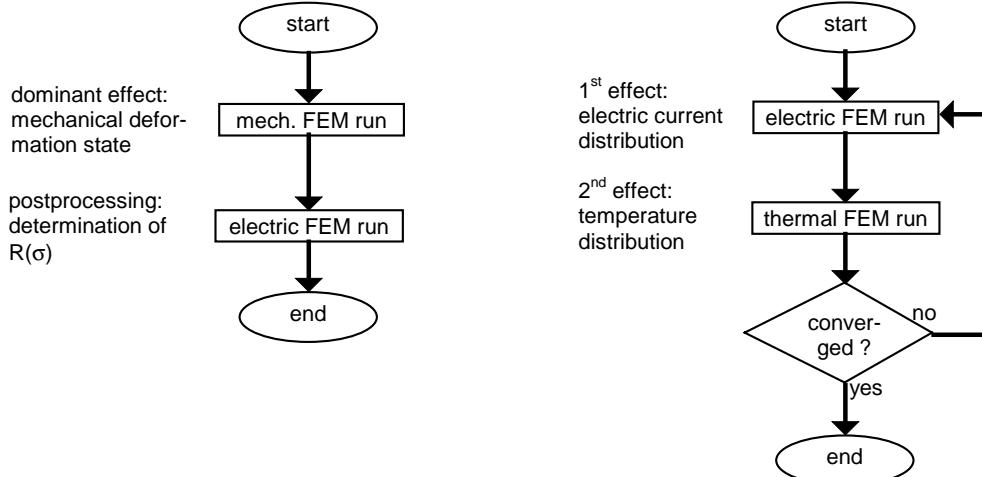


Fig. 1:Information flow for two typical coupled simulations: the left chart corresponds to a generalized post processing task, e.g., for a piezoresistive pressure transducer. The right chart shows a fully coupled simulation with the characteristic iterative procedure (Gauss-Seidel).

ternal fields. This scenario is used whenever the flow of information between the equations of Table 1 is strictly forward. As a first approximation, this scheme can also be adopted for weakly coupled phenomena, where one of the effects dominates the others. The separation into sequentially solved sub-problems is, however, not always possible. As an example, let us consider an electrically heated sensor or actuator structure formed of silicon, i.e. an electro-thermal device. The dominant coupling effect between the electric field (1st effect) and the temperature distribution (2nd effect) is given by \mathcal{C}_1 : Joule's heat as thermal source. But the conductivity of doped silicon (more precisely, the mobility of the charged carriers) is strongly temperature dependent. This yields a coupling back from the thermal to the electric field by mechanism \mathcal{C}_3 . Therefore, the numerical model of such a device consists of the equations \mathcal{E}_1 and \mathcal{E}_2 together with the coupling terms \mathcal{C}_1 and \mathcal{C}_3 . After computing the temperature distribution with the Joule's heat as a heat source, the electric potential has to be adjusted to reflect the changed material properties. This loop ends when a self-consistent solution for T and ψ emerges.

IMPLEMENTATION

The main issue for the implementation should be the transparency for the user and SESES was explicitly designed to conform to this approach. The user specifies a device step by step with the possibility to increase the level of sophistication without additional effort during the modeling session. SESES allows one to dynamically switch couplings on and off, or to include additional fields to be simulated at the user's request. As an example, if a device is first modeled isothermally, the introduction of the temperature as an extra independent field is straightforward. This flexibility of SESES is achieved with an easy-to-learn input language. The language is provided with a text preprocessor allowing the definition of variables, conditional statements, and loops, similar to the constructs of a programming language. This feature is of great help when modeling real devices which requires large input files or when devising optimized solution algorithms for non-linear problems.

When computing solutions to the coupled equations of Table 1, the first step is to discretize the single elliptic PDEs of second order. For these equations the method of choice is the FEM,

which allows one to consider domains with polyhedral shape in quite a straightforward manner. With this approach the original domain is decomposed into a mesh of non-overlapping finite elements of some simple geometrical shape. Many finite element models are available to discretize the governing equations on the constructed mesh, and the selection of a model must be based on its numerical properties including computational efficiency and good approximating behavior. To avoid technicalities we will not discuss this issue, however, once a model is selected the implementation does not in general present major problems. A far more important issue is the construction of the mesh that for a user friendly program must be done automatically. This is the approach used in SESES where the mesh is constructed starting from an initial user mesh of rectangular elements and each element can be automatically refined in eight elements. In order to avoid an unreasonably complex software implementation, we have here the additional constraint that the refinement level between neighbor elements cannot differ by more than one. Although it is possible to perform numerical computations on the initial mesh, this mesh is to be considered as the minimal mesh required to define the computational domain, material domains, contacts, etc. An optimal computational mesh is then constructed with the help of a posteriori error estimator. Here, after computing a solution on a coarse mesh, the error estimator is evaluated, the mesh is refined on large error values, and a solution is newly computed. This iteration can be repeated to obtain an optimal mesh for a given solution accuracy. Several a posteriori error estimators have been studied. They are based on the fact that with little numerical work one can improve the accuracy of a solution. The difference between the computed and improved solutions is then a measure of the numerical error. For example, a pretty good and simple to implement error estimator is based on smoothing the computed current densities which are for classical finite element methods discontinuous over element boundaries.

After the discretization of the governing equations with the inclusion of the coupling terms, a system of non-linear equations must be solved. The mathematical literature offers many approaches to this problem, including the non-linear block Gauss-Seidel and the fully coupled Newton-Raphson algorithms [2]. In SESES a generalized block solution algorithm is available which includes both algorithms as special cases. Of course, the complexity of computing solutions is largely increased due to the iterative nature of these algorithms, where at each step a large system of linear equations must be solved. The convergence of numerical methods and even the mathematical existence and uniqueness of a solution is no longer guaranteed and often the success of a calculation depends on the choice of a good initial solution. To improve the computational efficiency, SESES allows one to partially suppress degrees of freedom, where they do not exist or are of no interest. Each field of a coupled numerical model can have its own computational domain. As an example, for the piezoresistor device presented above, the electric behavior is of interest only within the region of piezoresistivity, which generally covers only some percent of the whole device.

The implementation of the coupling terms (Table 2) deserves some further comments. The PDEs (Table 1) have to be discretized in order to compute numerical solutions. This is done in the framework of a FEM by choosing a mesh in the simulation domain, whose nodes support the actual degrees of freedom. The theory of FEM then guarantees important properties, such as convergence in the limit of infinite refinement, stability of the numerical procedure, etc. [1]. While this approach is well known for the basic equations \mathcal{E}_1 - \mathcal{E}_3 , it is not trivially generalized with the same rigor to coupled problems. The non-linear nature of the coupling terms calls for more sophisticated mathematical tools. The analysis had to be performed anew for each of the coupling terms. Besides the mathematical issues, care must be taken to assure a meaningful

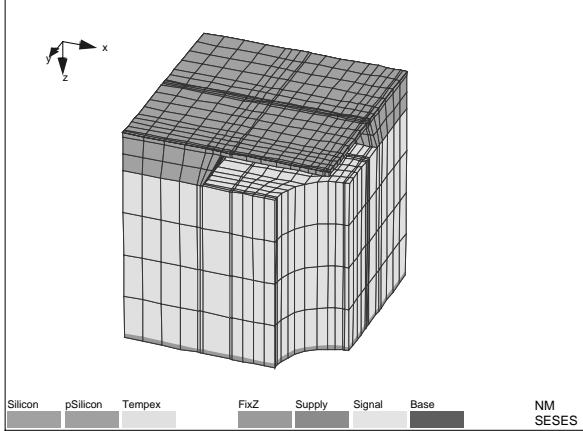


Fig. 2: Silicon pressure sensor mounted on Tempex by anodic bonding.

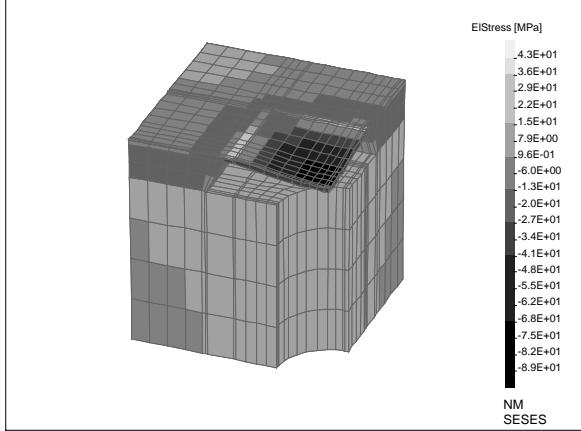


Fig. 3: Membrane deformation and stress distribution (tensor trace) under pressure load including thermal packaging effects.

physical interpretation of the numerical solutions. Effect \mathcal{C}_1 may serve as an illustration. The total electric power consumed by a device equals the domain-integral of the dissipation rate (two-terminal device). For a two-terminal device we have $P_{tot} = \int_{\Omega} \sigma |\vec{\nabla} \psi|^2 d^3 x = U_{AB} I_{AB}$ where U_{AB} denotes the voltage drop, I_{AB} the corresponding current, and Ω the device domain. One expects, of course, the same value for the total thermal energy flux out of the device. While this is the case for exact solutions, it is not obvious for discretized solutions, even if the scheme correctly converges in the limit of infinite refinement. The evaluation of the dissipation density (electric domain) and the subsequent numerical integration (thermal domain) is the reason for this behavior. Therefore, effect \mathcal{C}_1 is implemented in SESES such that conservation of energy is guaranteed across the different phenomena even for solutions on coarse meshes. The same behavior is guaranteed for other conserved physical quantities, like momentum. This feature greatly facilitates the interpretation of the simulation results.

COMPUTATIONAL EXAMPLES

In a first example, we present the modeling of a piezoresistive pressure transducer, which are widely used in the automobile industry and for monitoring production processes. Fig. 2 depicts a typical silicon sensor structure mounted on Tempex glass by anodic bonding. A Wheatstone bridge consisting of four implanted *p*-doped resistors is used to read out the pressure signal [3]. The thermal expansion mismatch between the glass support and the silicon chip yields an extra contribution to the thermal coefficient of the bridge offset. This effect is superposed to the temperature dependence of the electric properties due to semiconductor effects of doped silicon. SESES provides models for the doping and temperature variation of the mobility [4] as well as for the piezoresistivity tensor components [5]. The calculations have been performed for the isothermal case, where the temperature T plays the simple role of a parameter. This example serves as an illustration of the generalized post processing type of calculation. After the determination of the mechanical state, the electric calculation is performed for the tiny electrically active regions reacting to the mechanical stresses. Fig. 3 shows the deformation state and the stress distribution for pressure load and thermal mismatch due to the packaging. In Fig. 4 the temperature variation of the bridge offset voltage with and without inclusion of the thermal stresses is depicted.

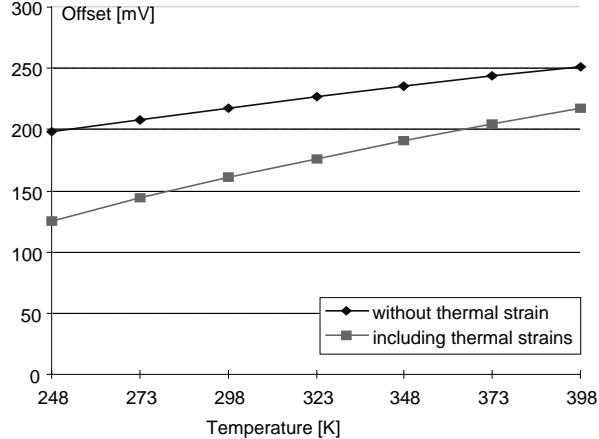


Fig. 4: Bridge offset, with and without modeling the thermally induced strains.

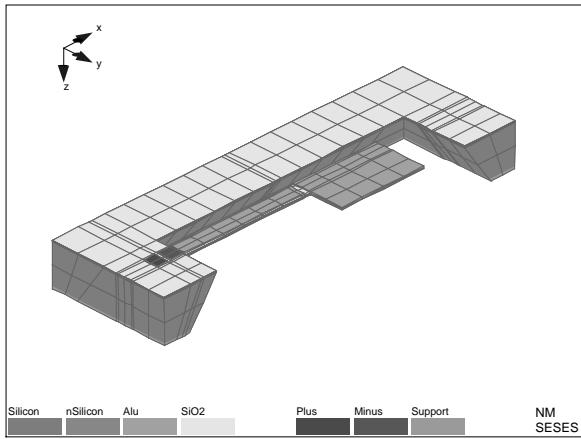


Fig. 5: Bimorph micro mirror structure (symmetric half of the device only shown).

As a second example we present the simulation of an electro-thermally actuated micro mirror structure. Fig. 5 shows one half of the symmetric bimorph aluminium-silicon beam structure with the attached mirror. To model this device, all the equations \mathcal{E}_1 - \mathcal{E}_3 have to be considered. In a first approach, the problem is modeled as a sequence of three FEM runs, with the information being passed from the electric to the thermal domain with the coupling \mathcal{C}_1 and finally to the mechanical equation with the coupling \mathcal{C}_3 . All possible back actions are neglected thereby. After the primary design parameters are fixed, the next step to increase the model sophistication can be taken. The electric and the thermal domain, on the one hand, become non-linearly coupled by the effects \mathcal{C}_1 and \mathcal{C}_3 . The mechanical degrees of freedom, on the other hand, can still be understood as a generalized post processing step of the resulting self-consistent temperature distribution. An efficient numerical algorithm consists of a block Gauss-Seidel iteration for equations \mathcal{E}_1 and \mathcal{E}_2 , followed by a single FEM run to solve eq. \mathcal{E}_3 . There is no coupling back from the mechanical domain, as long as the piezoresistivity effect \mathcal{C}_4 can be neglected. If one would like to estimate the influence of this effect, the fully coupled system, i.e., \mathcal{E}_1 - \mathcal{E}_3 together with \mathcal{C}_1 - \mathcal{C}_4 must be considered and solved iteratively. Fig. 6 shows the deformation of the beam with its surface temperature for an applied heating current I_{heat} . Fig. 7 depicts the dissipation density, modeled with and without inclusion of effect \mathcal{C}_3 . For temperature independent electric conductivity, the mirror deflection becomes linear with $\sqrt{I_{heat}}$, otherwise a non-ideal behavior results due to the modulation of the heat source with the local temperature. Fig. 8 shows the corresponding simulation results obtained with SESES .

SUMMARY

SESES is a versatile tool for the simulation of coupled systems allowing simple and transparent model specification. The electric, thermal and mechanical behavior of complex sensor and actuator systems can be modeled incrementally. Starting with the simplest case by neglecting all interfering effects, the model can be improved to a higher level of sophistication with little effort. The appropriate numerical procedures for solving the coupled, non-linear system of partial differential equations can be formulated in the tool's input language. The user is not concerned with low-level considerations about the degrees of freedom, even in the presence of non-trivial coupling effects and individual computational domains for the different simulated fields. The coupling terms are implemented such that even solutions on coarse meshes exhibit

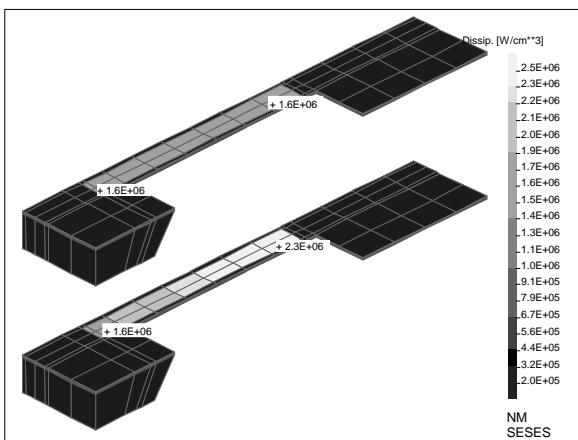


Fig. 7: Dissipation density in the resistor.
upper part: $\sigma = \text{const} \rightarrow$ linear calculation
lower part: $\sigma = \sigma(T) \rightarrow$ non-linear calculation

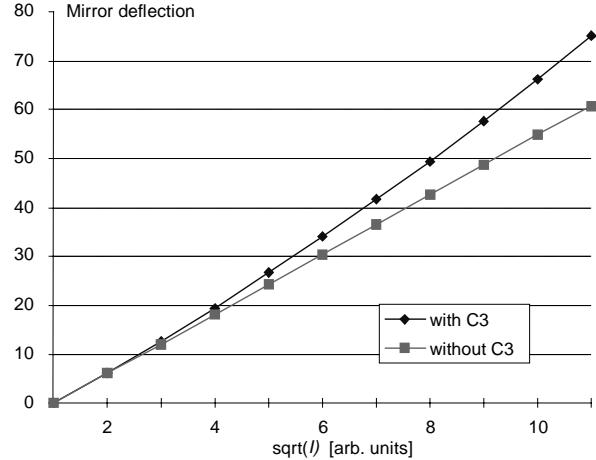


Fig. 8: Vertical mirror deflection as function of $\sqrt{I_{\text{heat}}}$. The results are shown for the linear and non-linear run.

correct physical behavior, regarding, e.g., the conservation of energy. The potential for using SESES as a problem solver for complex coupled phenomena are very promising. The user handling of the sensor simulation process can best be described as performing virtual experiments.

REFERENCES

- [1] O.C.ZIENKIEWICZ, *The Finite Element Method*, Mc Graw-Hill, 1977.
- [2] J. STOER, R. BULIRSCH, *Introduction to numerical analysis*, Springer-Verlag, 1993.
- [3] H. BAU ET AL., *Piezoresistive Sensors*, in *Sensors: a Comprehensive Survey*, Vol. 7, 1994.
- [4] N.D. ARORA ET AL., *Electron and Hole Mobilities in Silicon as a Function of Concentration and Temperature*, IEEE Trans. Electron. Devices, ED-29, 1982.
- [5] Y. KANDA ET AL., *A Graphical Representation of the Piezoresistance Coefficients in Silicon*, ED-29, 1982.

INTERACTION BETWEEN DISCRETE MECHANICAL SYSTEMS AND CONTINUOUS STRUCTURES

M.B. Sayir¹, S. Messmer², M. Götsch³

ABSTRACT

The dynamic behaviour of complex mechanical systems like railroad cars is usually simulated with multibody-simulation-programs. The elastic behaviour of the car body is mostly neglected. In this case the riding comfort cannot be predicted accurately. This paper discusses two alternative methods to estimate the behaviour of elastic multibody-systems which should deliver accurate results. The first method uses freebody vibration modes of the elastic structure and is widely used in programs including coupling between multibody-system and elastic structures. The second one refers more directly to the classical Rayleigh/Ritz minimum theorem [4] for linear vibrations of elastic systems with a local displacement approach that was first proposed in [1].

KEYWORDS

Modal Analysis; Flexible Bodies; Railroad Car; Riding Comfort.

INTRODUCTION



Fig. 1 - The new Eurocity Coach of SBB.

is usually simulated with multibody-simulation programs [3]. Some of these programs allow to handle flexible bodies, but in most practical applications elastic deformations are neglected. This may cause problems in predicting the eigenfrequencies of the system accurately. Where elastic deformations of the car body are taken into account, this is often done by superposing freebody modal vibrations.

The fundamental frequency of the car body considered as an elastic structure is approximately 8 Hz. This frequency is clearly within the range that influences the riding comfort. Thus, the

The riding comfort in railroad cars is strongly affected by low frequency vibrations. Human beings are very sensitive to disturbances in a frequency range clearly below 1 Hz (motion sickness) and from 2 to 20 Hz (riding comfort). To optimize the comfort - which is an important component of an attractive rail service - it is necessary to understand the dynamic of the cars.

The dynamic behaviour of railway coaches

¹ Prof. Dr., Institute of Mechanics, ETH Zurich, Switzerland

² Dr., IWM, Glattbrugg, Switzerland

³ Institute of Mechanics, ETH Zurich, Switzerland

structural vibrations of the car body have to be included in the theoretical model to predict the riding comfort accurately. The coupling of rigid-body vibrations and structural vibrations has to be included in a simulation model in order to understand the dynamic behaviour of the whole system.

In this paper two alternative methods are discussed that allow the combination of an FE-model of several thousand elements representing the car body with a dynamic simulation of the whole system using a multibody-simulation program. These two methods will be illustrated with the help of a simple rod model in the next section. The results will be presented and compared with the exact solution in subsequent section.

BASIC IDEAS

Response of a simple rod connected to a mass

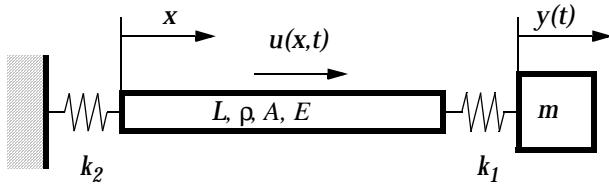


Fig. 2 - Rod with elastic support connected to a spring and mass.

Consider the rod shown in Fig. 2, elastically supported at one end and connected to a spring and a mass on the other end. The rod is an elastic continuum with an infinite number of longitudinal natural vibration modes. The interaction between the connected mass and the continuous structure has to be analysed.

Exact solution

The differential equation of motion of the rod is:

$$\rho \cdot \frac{\partial^2}{\partial t^2} u(x, t) = E \cdot \frac{\partial^2}{\partial x^2} u(x, t) \quad (1)$$

The motion of the mass is described by:

$$m \cdot \frac{\partial^2}{\partial t^2} y(t) = -k_1 \cdot (y(t) - u(L, t)) \quad (2)$$

The boundary conditions for the rod can be written as:

$$EA \cdot \left[\frac{\partial}{\partial x} u(x, t) \right]_{x=0} = k_2 \cdot u(0, t) \quad (3)$$

$$EA \cdot \left[\frac{\partial}{\partial x} u(x, t) \right]_{x=L} = k_1 \cdot (y(t) - u(L, t)) \quad (4)$$

When the system in Fig. 2 is vibrating in one of its natural modes, the solution of Eq. (1) and (2) may be taken in the form

$$u(x, t) = \varphi(x) \cdot e^{i\omega t} = [C \cdot \sin(\kappa x) + D \cdot \cos(\kappa x)] \cdot e^{i\omega t} \quad \text{with} \quad \kappa = \omega \sqrt{\frac{\rho}{E}} \quad (5)$$

$$y(t) = b \cdot e^{i\omega t} \quad (6)$$

The eigenfrequency ω and the constants C , D and b are determined (to within an arbitrary constant) by satisfying the boundary conditions Eq. (3) and (4) at the ends of the rod and the equation of motion Eq. (2).

$$\begin{bmatrix} \beta & -kc & 0 \\ [\beta \cdot \cos(\beta) + c \cdot \sin(\beta)] & [-\beta \cdot \sin(\beta) + c \cdot \cos(\beta)] & -c \\ c \cdot \sin(\beta) & c \cdot \cos(\beta) & \mu\beta^2 - c \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} C \\ D \\ b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (7)$$

For the sake of brevity the following substitutions are used:

$$\beta = \kappa L = \omega L \sqrt{\frac{\rho}{E}}, \quad k = \frac{k_2}{k_1}, \quad c = \frac{k_1 L}{EA}, \quad \mu = \frac{m}{\rho A L} \quad \text{and} \quad \omega_0 = \sqrt{\frac{k_1}{m}} = \frac{1}{L} \sqrt{\frac{E}{\rho}} \cdot \sqrt{\frac{c}{\mu}}. \quad (8)$$

Solving Eq. (7) will result in the eigenfrequencies ω and the amplitudes of displacements $\varphi(x)$ and b . These results are illustrated in Fig. 3:

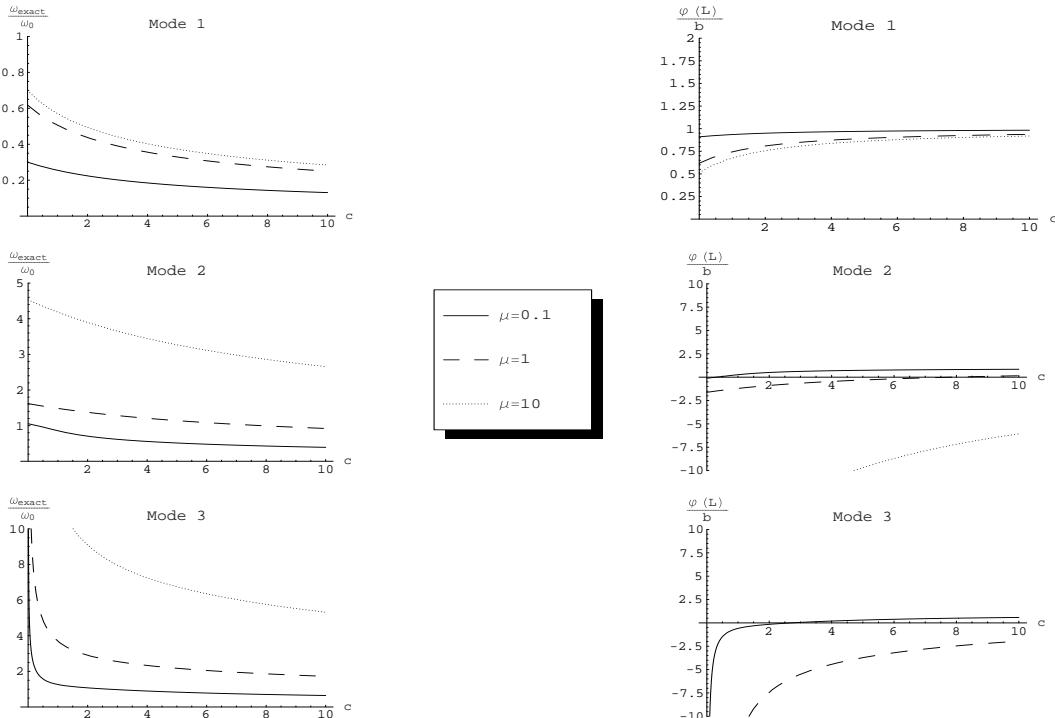


Fig. 3 - Eigenfrequencies and amplitudes of the system for $k=1$ in function of μ and c . ω_0 is the eigenfrequency of the spring-mass system.

As expected:

- The first mode is nearly a rigid-body mode. The rod and the mass move in phase. The eigenfrequency of this mode is smaller than ω_0 .
- The higher modes have the special cases where $\omega_{\text{exact}}=\omega_0$. This means, that the end of the rod has no displacement. But the mass and the rest of the structure are vibrating with ω_0 . No energy is transmitted from one subsystem to the other.

The exact solution discussed here is feasible only because the system is geometrically simple. However, practical problems of framed structures, two- and three-dimensional solids, plates and shells may have arbitrary shapes and boundary conditions. For such cases approximation techniques are necessary to handle any geometry that may be encountered.

Solution using freebody vibration modes of the elastic structure

The deformation of the flexible body can be described by its freebody vibration modes. The interaction between the bodies may be introduced with the help of energy methods (principle of virtual work). This is equivalent to the following procedure:

First the modes of a free vibrating rod are considered:

$$u(x, t) = \left(a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} a_n \cdot \cos\left(\frac{n\pi}{L} \cdot x\right) \right) \cdot e^{i\omega t} \quad (9)$$

The energy method in conjunction with freebody vibrations modes causes the forces to be introduced in Eq. (1) with the help of Dirac-distributions:

$$\rho \cdot \frac{\partial^2}{\partial t^2} u(x, t) - E \cdot \frac{\partial^2}{\partial x^2} u(x, t) = \frac{F_1}{A} \cdot \delta(x-L) + \frac{F_2}{A} \cdot \delta(x) \quad (10)$$

The forces F_1 and F_2 can be expressed as:

$$\begin{aligned} F_1 &= -m \cdot \frac{\partial^2}{\partial t^2} y(t) = k_1 \cdot [y(t) - u(L, t)] \quad \text{and} \\ F_2 &= -k_2 \cdot u(0, t) \end{aligned} \quad (11)$$

The Dirac-distributions in Eq. (10) must be written in terms of the freebody vibration modes:

$$\begin{aligned} \delta(x) &= \frac{1}{L} + \frac{2}{L} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} \cos\left(\frac{n\pi}{L} \cdot x\right) \\ \delta(x-L) &= \frac{1}{L} + \frac{2}{L} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^n \cdot \cos\left(\frac{n\pi}{L} \cdot x\right) \end{aligned} \quad (12)$$

Practical evaluations require truncation of Eq. (12). Using Eq. (9), (10), (11), (12) and (6) a set of $(n+2)$ equations is obtained to determine the constants a_0, a_1, \dots, a_n and b and the eigenfrequency ω of the system. The results of this solution method considering $n=5$ modes are illustrated in Fig. 4.

Solution using Static Displacement Functions

This method, first proposed by [1], is based on the superposition of rigid body motions with the modal displacement functions of the simple supported system and with the displacement influence functions of the flexible body produced by an unit displacement at each one of its joints while all the others are supported by rigid simple supports. For the simple rod example the following approach can be used:

$$u(x, t) = \left(a_0 \cdot R(x) + \sum_{n=1}^{\infty} a_n \cdot \Phi_n(x) + a_{n+1} \cdot \Psi(x) \right) \cdot e^{i\omega t} \quad (13)$$

$$\text{with } R(x) = 1, \quad \Phi_n(x) = \sqrt{2} \cdot \sin\left(\frac{n\pi}{L} \cdot x\right) \quad \text{and} \quad \Psi(x) = \frac{x}{L}.$$

According to the classical Rayleigh/Ritz method, the expression in Eq. (13) with kinematically admissible displacement functions satisfying all kinematic restraints (boundary conditions) of the system with adjustable coefficients a_0, \dots, a_{n+1} will lead to $n+2$ values ω_i for the eigenfrequencies. These will be equal to or above the true eigenfrequencies if one chooses a_i so as to minimise the Rayleigh quotient obtained from the total potential and kinetic energy of the system. The results are discussed in Fig. 5. This method has been applied to railway coaches in [2].

RESULTS

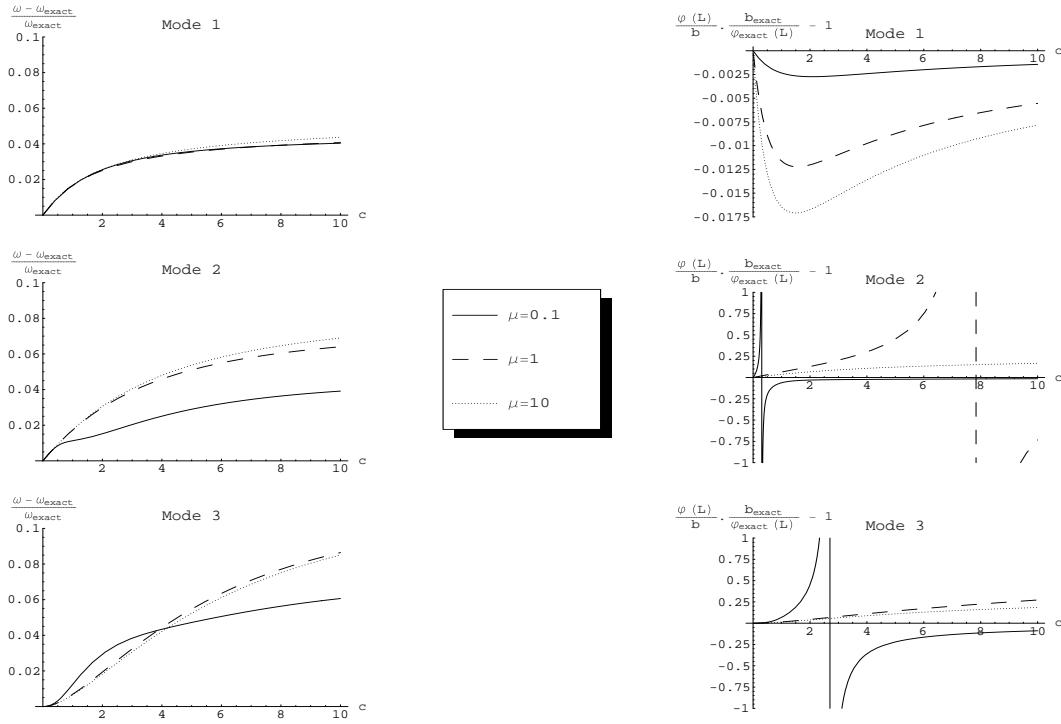


Fig. 4 - Comparison between the exact solution and the first approximation method. Eigenfrequencies and amplitudes are calculated for $k=1$ and $n=5$ in function of μ and c .

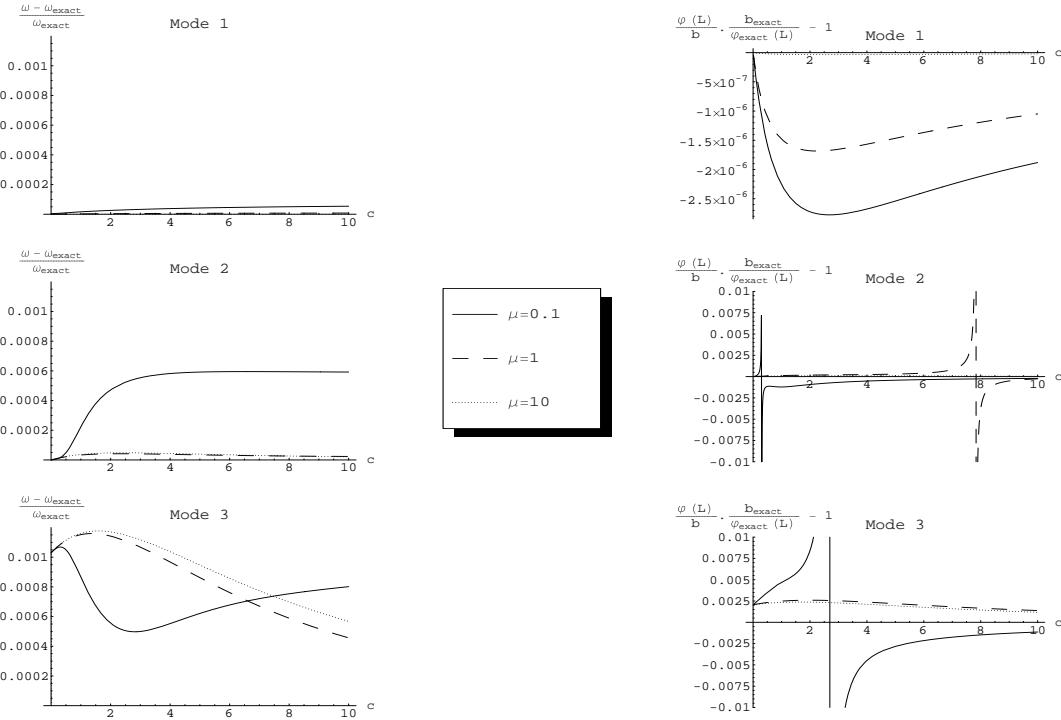


Fig. 5 - Comparison between the exact solution and the second approximation method. Eigenfrequencies and amplitudes are calculated for $k=1$ and $n=5$ in function of μ and c .

In Fig. 4 and Fig. 5 the approximation solutions are compared with the exact solution. The eigenfrequencies and the amplitude ratios of the first three modes are calculated. In this example only five elastic modes are used. The results of the method using static displacement functions are much better for the considered modes. As expected the accuracy of both approximation

methods decreases with increasing mode numbers. The amplitude ratios show singularities in the range $\omega_{exact} \approx \omega_0$ for both alternative methods because the displacement at the junction vanishes for $\omega = \omega_0$.

CONCLUSIONS

At the lower modes, the method using static displacement modes is a better approximation for both the eigenfrequencies and the displacement fields. The reason for this behaviour is the different way of introducing the forces at the junctions. The freebody vibration modes of the first method lead to truncated Dirac-distribution series for the forces. As illustrated in the second method, with the help of static displacement modes, the forces can be introduced in a more accurate way. This results in a better approach.

Both procedures reduce the total number of degrees of freedom of a structure while retaining an accurate description of its dynamic behaviour. Because of the superposition type of the solution, these methods are limited to small displacements of elastic bodies with respect to their local reference system; but the rigid body motions may be large, even the rotations. Since in a large number of technical applications only a limited frequency range is the centre of interest, in practical computations only a few eigenmodes of the bodies need to be considered.

REFERENCES

- [1] Craig R.R., jr., Bampton M.C.C., "Coupling of Substructures for Dynamic Analysis", *AIAA Journal*, Vol.6, No. 7, 1968, pp. 1313-1319.
- [2] Götsch M, Messmer S., Sayir M.B., "Computer Simulation of Railroad Cars with Flexible Bodies", *11th European Simulation Multiconference*, 1997, pp. 207-211.
- [3] Wallrapp O., *Entwicklung rechnergestützter Methoden der Mehrkörperdynamik in der Fahrzeugtechnik*, DFVLR, Forschungsbericht FB 89-17, 1989.
- [4] Weaver W. jr., Timoshenko S. P., Young D. H., *Vibration Problems in Engineering*, Wiley-Interscience, New York, 1990.

NOTATION

a_0, \dots, a_{n+1}	coefficients
A	cross-sectional area
b	amplitude of displacement of the mass
c	dimensionless stiffness
C, D	coefficients
E	Young's modulus
F_1, F_2	forces
k	spring ratio
k_1, k_2	stiffness of the spring
L	length of the rod
m	mass
n	number of modes
$R(x)$	rigid-body motion
t	time variable
$u(x, t)$	displacement field of the rod
x	longitudinal coordinate
$y(t)$	displacement of the mass
β	dimensionless wavenumber
$\varphi(x)$	amplitude of the displacement field of the rod
κ	wavenumber
μ	dimensionless mass
$\Phi_n(x)$	modal modes
$\Psi(x)$	static displacement mode
ρ	density
ω	angular frequency

ZUM KONVERGENZVERHALTEN VON FINITEN BEMESSUNGSELEMENTEN

P. N. Steffen¹, G. Glanzer²

ZUSAMMENFASSUNG

Am Institut für Baustatik und Konstruktion entstand in den letzten Jahren unter der Leitung von Prof. Dr. E. Anderheggen eine neuartige, praxisorientierte Bemessungs- und Analysemethode für Flächentragwerke aus Stahlbeton [2]. Ziel dieses Artikels ist das Konvergenzverhalten dieses Verfahrens für Stahlbetonplatten anhand von zwei praktischen Beispielen aufzuzeigen.

SCHLÜSSELWÖRTER

Finite Element Methode, Plastizitätstheorie, optimale Bemessung, Traglastanalyse, linearisierte Fliessbedingungen

EINLEITUNG

Mit der Idee, das Materialgesetz bei einer Finiten Element Berechnung im Raum der Elementknotenkräfte zu formulieren, konnte ein neues, praxistaugliches Berechnungsverfahren für Stahlbetonflächentragwerke entwickelt werden. Durch die Kombination der Plastizitätstheorie mit der Methode der Finiten Elemente (FE) gelang es, ein effizientes Werkzeug zu schaffen, das sowohl für die optimale Bewehrungsbemessung als auch für die Ermittlung der Traglast geeignet ist. Um die Problematik der Gleichgewichtsverletzungen und Singularitäten bei FE-Berechnungen zu umgehen, wurde das traditionelle Vorgehen über die Elementspannungen, welche das Gleichgewicht nur approximativ erfüllen, fallengelassen und das Konzept des Finiten Bemessungselementes entwickelt. Dabei werden anstelle der Spannungen die Elementknotenkräfte betrachtet. Diese konzentrierten Kräfte können nie unendlich gross werden und erfüllen das Gleichgewicht im Rahmen der numerisch möglichen Genauigkeit exakt. Wie jede FE-basierte Methode liefert auch dieses Verfahren nur eine Näherungslösung, womit sich die Frage nach der Genauigkeit der Resultate aufdrängt.

Ziel dieses Aufsatzes ist das Konvergenzverhalten in Funktion der Elementmasche anhand von Bemessungs- und Traglastaufgaben zu untersuchen, wobei sich diese Studie auf Plattentragwerke aus Stahlbeton beschränkt. Ferner soll aufgezeigt werden, dass die erhaltenen Ergebnisse konservative Lösungen darstellen.

REFERENZLÖSUNGEN

Die Gültigkeit der Plastizitätstheorie für Stahlbetonplatten ist heute unumstritten, weshalb die Untersuchung des Konvergenzverhaltens anhand einiger Beispiele (Fig. 1) erfolgt, wofür nach Plastizitätstheorie exakte Lösungen bekannt sind. Diese analytischen Lösungen basieren

¹Dr.sc.techn., Cubus AG, Zürich

²Assistent, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH, Zürich

auf folgenden physikalischen Modellannahmen, welche auch den hier untersuchten numerischen Berechnungen zugrunde liegen:

- Theorie erster Ordnung
- Theorie dünner, schubstarrer Platten (Kirchhoff)
- Einfache Plastizitätstheorie: linear elastisch-starr plastisches Materialverhalten
- Johansen'sche Fliessbedingung
- Linearer Zusammenhang zwischen plastischem Widerstand und Bewehrungsgehalt
- Assoziiertes Fliessgesetz

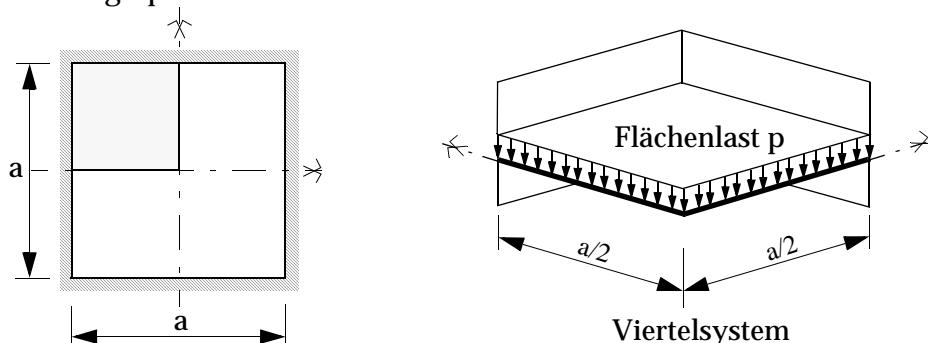
KONVERGENZBEEINFLUSSENDE FAKTOREN

Die Genauigkeit einer FE-Berechnung hängt stark von der Anzahl Knoten und Elemente ab. Für die Ergebnisse ist jedoch sichergestellt, dass sie bei zunehmend feiner Elementeinteilung zur theoretisch exakten Lösung der zugrundeliegenden Differentialgleichung konvergieren.

Bei der elasto-plastischen Bemessung und der nichtlinearen Analyse mittels Finiter Bemessungselemente wird die Genauigkeit zusätzlich durch die Formulierung der Fliessbedingungen für die Knotenkräfte beeinflusst. Ihre Herleitung beruht auf dem statischen Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie, wobei die dabei eingeführten Approximationsfehler (siehe [1]) mit der Verfeinerung der Elementmasche verschwinden. Zur Bemessungsoptimierung sind zudem linearisierte Fliessbedingungen erforderlich, welche im Gegensatz zu den nichtlinearen von der Orientierung des Koordinatensystems abhängen und damit die Konvergenz beeinflussen.

Wie bei allen numerischen Verfahren spielt die Genauigkeit der Numerik eine gewisse Rolle. Neben dem bei der nichtlinearen Analyse verwendeten Newton-Raphson Verfahren bestimmen insbesondere die bei der Bemessung eingesetzten Algorithmen der linearen Optimierung das Konvergenzverhalten.

Beispiel 1: Volleingespannte Platte



Beispiel 2: Dreiseitig aufgelegte Platte

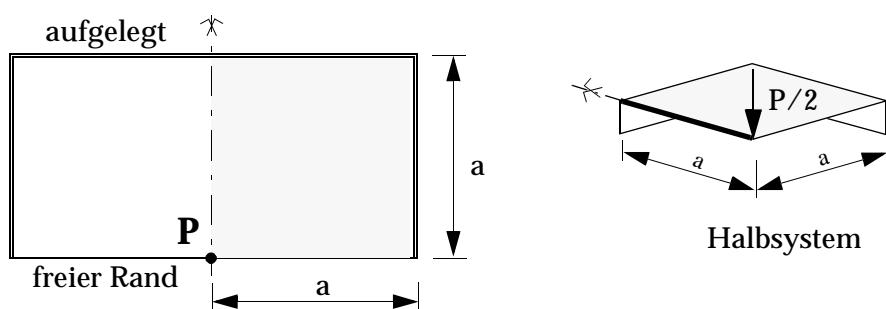


Fig. 1 - Volleingespannte und dreiseitig aufgelegte Platte

OPTIMALE ELASTO-PLASTISCHE BEMESSUNG

Die optimale elasto-plastische Bemessung hat die Minimierung des Stahlgewichtes zum Ziel. Dabei werden die Momente der elastischen Lösung mittels überlagerter Eigenspannungszustände so umgelagert, dass das Gesamtgewicht der erforderlichen Bewehrung minimal wird. Ist das absolute Minimum erreicht, so entspricht die aufgebrachte Belastung der Traglast. Damit können Beispielplatten, wofür die exakte Traglast bekannt ist, elasto-plastisch bemessen und die Konvergenz in Funktion der Elementeinteilung untersucht werden.

Bei den hier präsentierten Beispielen handelt es sich einerseits um eine allseitig voll eingespannte Platte unter einer gleichmässigen Belastung p und andererseits um eine dreiseitig aufgelegte Platte mit konzentrierter Einzellast P am freien Rand mittig angreifend.

Der Vergleich der Lösungen zeigt, dass sich grob drei Maschenbereiche unterscheiden lassen (Fig. 2):

Bereich 1 - unsichere Bemessung: Die Elementmasche ist zu grob und die FE-Lösung aufgrund der extremen Überschätzung der Steifigkeit unbrauchbar, was auch in einem zu geringen Bewehrungsgehalt resultiert. Diesen Bereich gilt es zu vermeiden.

Bereich 2 - sichere, nahezu optimale Bemessung: Die Elementeinteilung ist normal bis fein, die FE-Lösung und die Approximation der Fließbedingungen für die Knotenkräfte gut, was zu einem tiefen Bewehrungsgehalt führt.

Bereich 3 - sichere, aber suboptimale Bemessung: Die Elementmasche ist sehr fein: Die zur Momentenumlagerung erforderlichen Eigenspannungszustände sind einander sehr ähnlich und ihre Anzahl sehr gross, was zu numerischen Instabilitäten im Optimierungstableau führt. Damit muss der inkrementelle Optimierungsprozess vorzeitig abgebrochen werden und es resultiert eine suboptimale Lösung.

Daraus ist ersichtlich, dass es für Bemessungsaufgaben eine ‘optimale’ Maschenteilung gibt, welche nicht zu grob aber auch nicht zu fein sein darf, wobei letzteres unproblematisch ist und zu einer etwas zu konservativen, aber sichereren Lösung führt.

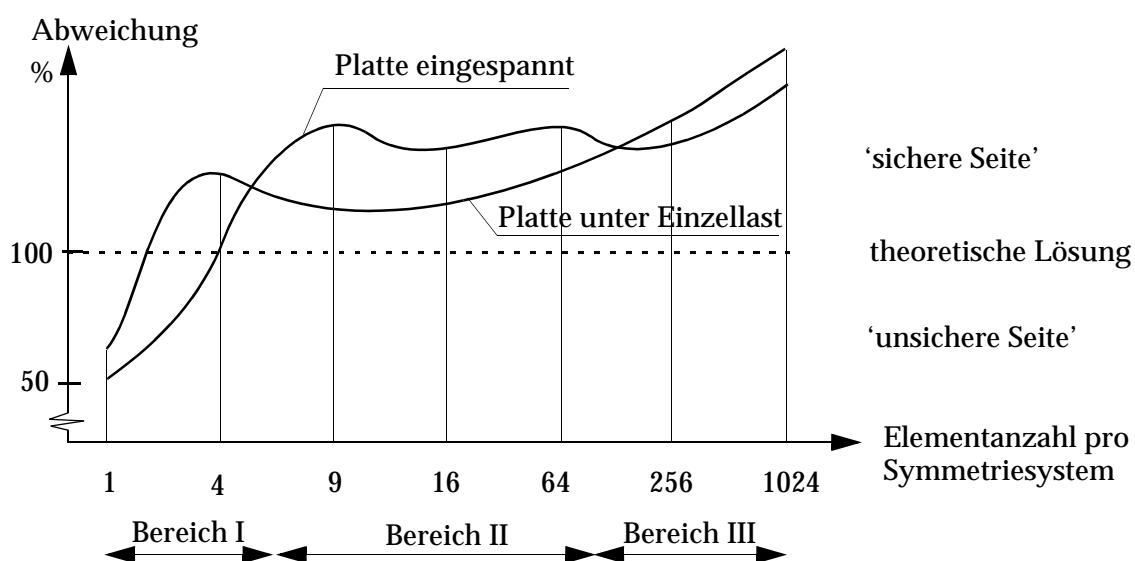


Fig. 2 - Bewehrungsgehalt nach elasto-plastischer Bemessungsoptimierung: Abweichungen von der theoretischen Lösung in Funktion der Elementanzahl

ELASTO-PLASTISCHE TRAGLASTANALYSE

Die oben angeführten Beispiele wurden auch einer nichtlinearen Analyse unterzogen. Im Gegensatz zur Bemessung lassen sich hier nur 2 Bereiche herauskristallisieren (Fig. 3):

Bereich 1 - instabiles Verhalten, teilweise überschätzte Traglast: Die Elementmasche ist zu grob und die FE-Lösung aufgrund der extremen Überschätzung der Steifigkeit unbrauchbar. Die Lösung kann unterhalb oder oberhalb der Traglast liegen.

Bereich 2 - leicht unterschätzte Traglast: Die Elementeinteilung ist normal bis sehr fein. Die berechnete Lösung konvergiert bei Verfeinerung der Masche sehr gut zur exakten Traglast.

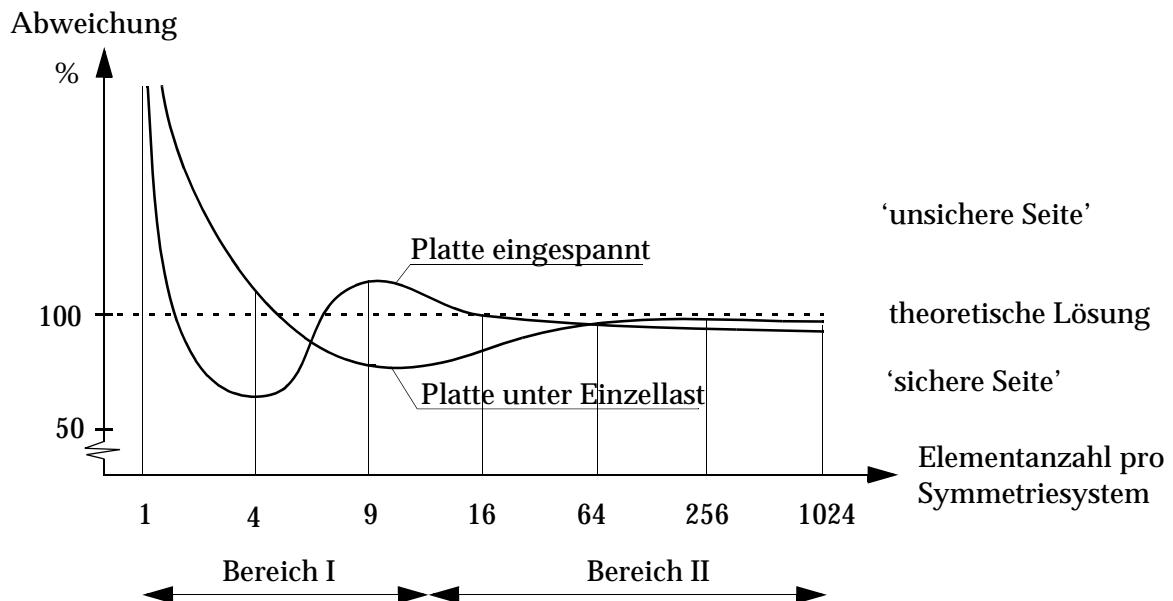


Fig. 3 - Traglastanalyse: Abweichung von der theoretischen Lösung in Funktion der Elementanzahl

SCHLUSSFOLGERUNGEN

Anhand der vorgestellten Beispiele wird aufgezeigt, dass bei der optimalen Bewehrungsbenennung als auch bei der Traglastanalyse eine Maschenabhängigkeit besteht. Bei sehr grober Elementeinteilung kann dies sogar zu unsicheren Lösungen führen. Wird jedoch eine minimale Feinheit der Masche überschritten, d.h. eine für FE-Berechnungen übliche Elementeinteilung gewählt, so sind die erzielten Resultate auf der sicheren Seite: Die optimierende Bemessung resultiert in einem etwas zu hohen Bewehrungsgehalt und die nichtlineare Analyse liefert eine zu niedrige Traglast. Eine zunehmende Maschenverfeinerung führt zu einer stetigen Annäherung an die Traglast, während bei der Bewehrungsbemessung nach einer anfänglichen Verringerung des Bewehrungsgehaltes für sehr feine Elementmaschen der berechnete Gehalt wieder zunimmt, was durch numerische Probleme bei der Bemessungsoptimierung bedingt ist.

LITERATUR

- [1] Anderheggen E., Steffen P. N., Glanzer G., „Plastische Berechnung von Stahlbetonplatten“, SIA, Ausgabe 4, 1999
- [2] Steffen P. N., „Elastoplastische Dimensionierung von Stahlbetonplatten mittels Finiter Bemessungselemente und Linearer Optimierung“, IBK Bericht Nr. 220, Birkhäuser Verlag, 1996
- [3] Anderheggen E., Steffen P. N., Glanzer G., „Elasto-Plasticity with Polyhedral Yield Surfaces in the Element Nodal Force Space“, Computer & Structures, Veröffentlichung folgt 1999

ASSISTENT DER GRUPPE ANDERHEGGEN: THEN AND NOW

S.M.R. Tabatabai¹

When I first received the E-mail from the IBK about the Festschrift on the occasion of Prof. Anderheggen's 60th birthday, I was glad to write something for this happy occasion. In the beginning, I thought of following the traditional way, submitting a complete technical paper and dedicating it to Prof. Anderheggen. But I kind of had the feeling that a typical reader would find it more interesting to read some personal thoughts by a former assistant who spent a few years working in his research group at the IBK. So, I decided to choose the middle way, first sharing some of my personal experiences at the IBK and in *Gruppe Anderheggen*, followed by a brief description of the research I am currently doing here at UC-Berkeley. I hope this enables readers of different backgrounds to get a better insight into Prof. Anderheggen's many accomplishments from another perspective.

As a part of the university system, research and education are of course the sole reasons for the existence of the group and consequently the employment of each of us. Indeed, activities involving research and education are pleasant by their nature. As a member of Prof. Anderheggen's group at the IBK, however, other factors contributed to this joyful activity so that in this paper, I will present my observations not only on Prof. Anderheggen's professional contributions but also on these other factors as I saw them.

It is clear that the first and foremost purpose of everybody in the group was the contributions to research and education. We had our individual research projects which, during my period in the group, led to 7 doctoral degrees. As his assistants, we also contributed to the teaching activities of the group. It was much fun to interact with the students during weekly *Übungsstunden*, be it for the courses *Informatik I* or *Einsatz von Informatikmitteln*, *Baustatik III* and *Lineare und Nichtlineare Methode der finiten Elemente*; or during *Sprechstunden* and practically any time a student knocked at the door and asked for help. Our group at times also supervised individual *Semester- und Diplomarbeiten* separately or in collaboration with other sections. The iterative but fast-converging meetings to prepare for IT exam questions for first year students were interesting too, though not the subsequent marking of the exams!

During my almost six years at the ETH, the first year as a *Nachdiplomstudent* and the subsequent five years as *Assistent und Doktorand*, I learnt a lot from Prof. Anderheggen as a researcher, teacher, boss and person. One of the aspects I found most fascinating about his group was the diversity of the background of the people working under his supervision. The area of his interest, namely the Finite Element Method (FEM), is a numerical approach for solving partial differential equations in an approximate way. As an extremely effective method suitable for computer implementation to solve differential equations in general, it has gone beyond structural engineering applications so that FEM is extensively used nowadays in mechanical, electrical, biomedical and other branches of engineering as well.

¹ Dr., Research Associate, University of California at Berkeley, 721 Davis Hall, SEMM, Berkeley, CA 94720, USA

As a result, you normally find finite element experts in different departments, each applying FEM to their specific field, not really bothering about its application in unrelated areas.

In the group of Prof. Anderheggen, however, it was different. Although he himself is a civil engineer from undergraduate studies, his research goes well beyond civil engineering. During my years at the IBK, my employment overlapped with some 16 other members of the group. My 16 colleagues and I had the following backgrounds: 9 civil engineers like myself, 3 mechanical engineers, 1 software engineer, 1 mathematician and 2 physicists. Obviously, being a professor within the IBK, his doctoral students were mostly of civil engineering background. But the other colleagues with Ph.D.s in other specializations knew that while he may not know in detail as much as they do about the physics and mathematics of the problem, he is the best expert they could get in the main part of the research, namely FEM. The diversity of the projects he was leading speaks for itself: In civil engineering we had: optimum dimensioning of reinforced concrete structures; nonlinear analysis of plane frame structures; consulting system for bridge construction; numerical simulation of structural damage due to fire. In mechanical engineering there were projects on: numerical simulation of sheet metal forming processes; numerical simulation of the creeping deformation, temperature distribution and water transport in a phase changing snow-pack; numerical simulation of dynamic nail penetration. In the areas of electrical engineering and physics there was the project on numerical simulation of sensor semiconductors and actuator structures; and finally in information technology we had a project on system evaluation and programming of the Gigabooster parallel supercomputer.

I must say that a group of such diversity with regard to academic background and projects brings a great deal to everybody involved. As a structural engineer myself, I found it fascinating and at times amusing to try to find a common language while talking to my mathematician and physicist colleagues within the group about the basics of FEM, the very topic we had in common. A rotational degree of freedom, a distributed load, a fixed end moment and a cross-sectional area, do these make any sense to a physicist or a mathematician as they do to a structural engineer? Or do we have to resort to words like Dirichlet and von Neumann boundary conditions, the current and the resistance in order to be understood. Although in the beginning, both the pure scientists and engineers tried to enforce their own vocabulary as the basis for mutual understanding, after a while, my scientist colleagues were using the words of stress and strain routinely, giving up the battle of vocabulary dominance for whatever reason, the desire on their part to learn something new, the reluctance on our part to lose the engineering touch or simply the fact that they were the minority and had no other choice after all!

So, I believe this diversity of backgrounds enriched the group a lot, not only in our professional work and projects but we could also appreciate it during lunch times and coffee breaks when we could all learn from one another about what was going on in different branches of engineering and science. Clearly, this diversity, to some extent is due to the multi-faceted topic of FEM and in other areas, it is hardly conceivable that despite its many advantages, such a broad spectrum of scientists and engineers could easily work together under the supervision of just one professor. Having said that, although the suitability of a topic for such an arrangement is necessary, it is not sufficient. I strongly believe that it also had a lot to do with both the capabilities and the character of Prof. Anderheggen himself.

Obviously, leading a series of projects as diverse as those above is extremely demanding. You need a deep knowledge of the main topic that forms the basis of all the projects, in the case of Prof. Anderheggen, that was FEM. He was involved in this area since the early 60s doing his Ph.D. dissertation at the ETH. In the period of 1967-69 he was a postdoctoral scholar at the University of California here at Berkeley where I am now working some 30 years later. The 60s was the period when FEM was a very hot new topic, with people like Prof. Clough of Berkeley being a driving force behind the whole idea, indeed to my

knowledge, it was Prof. Clough who first introduced the term Finite Element. Prof. Anderheggen's research and stay here at Berkeley was sufficient inspiration, I recall him once saying, to stay in the area of FEM ever since.

Having lived through the history of FEM, from the times of punch cards to today's supercomputers, he has experienced it all. In addition to this expertise, he also had both the desire and the insight to embark on other areas of science and technology as previously mentioned. He used to get involved in each and every project to different extents, depending on his interest, from providing general ideas down to developing pieces of code to perform specific tasks. It was interesting to see him at times sitting in front of the computer, writing the code and searching for bugs, in very much the same way as his assistants were busy doing all day long. He very much enjoys programming.

As I mentioned earlier, in addition to the capability required to lead such a multi-faceted group, character is also a necessary requirement. In the same way, that both the projects and the professional background of the people working on those projects were diverse, so were the nationalities of the assistants in the group. Some statistics here would be interesting. During my employment in the group, we had 5 Swiss Germans, 1 Swiss French, 1 Swiss Italian, 2 Germans, 1 Italian, 1 French, 1 Spaniard, 1 Austrian, 1 Croat, 1 South African, 1 American, 1 British and finally myself, a Persian. His linguistic abilities were amazing too, making one-to-one conversations with many in the group in their own first language, speaking fluent German, English, French and Italian. He did not speak Persian though! It was still enjoyable for me to talk to him both in German and English at different times. During the 10 years of my living in and travelling throughout Europe and America, I have hardly met anybody as fluent in four languages.

This diversity of nationalities and consequently background in education, experiences, upbringing, religious beliefs, political opinions, interests and likes and dislikes together with the individual personalities of each of the colleagues embodied a rich culture in the group and made it quite an experience. I remember the many conversations we had during coffee breaks and lunch hours. They were all extremely enjoyable, very informative, at times passionate with opposing opinions but always a lot of fun. It was not only the best means of relaxation from the sometimes tiring task of computer programming but also a source of joyful learning experience on life itself.

A few days before my departure for the US, our section had a presentation to the rest of the institute about our projects. I remember concluding my stay at the IBK with the following words: "*Zum Schluss möchte ich noch zwei Sätze zu meinem Abschied sagen. Das IBK war für mich viel mehr als nur ein Arbeitsplatz. Ich hab hier viele Freunde gewonnen und zwar sehr gute Freunde und das ist das wichtigste was mir der Aufenthalt in der Schweiz gebracht hat und ich weiß es zu schätzen. So, vielen Dank für Alles und Auf Wiedersehen.*"

I must add now that among the many people that contributed to my great experiences at the ETH, Prof. Anderheggen's contributions were the most fundamental. It was a great pleasure and privilege to work for him at the IBK and I am thankful for this opportunity.

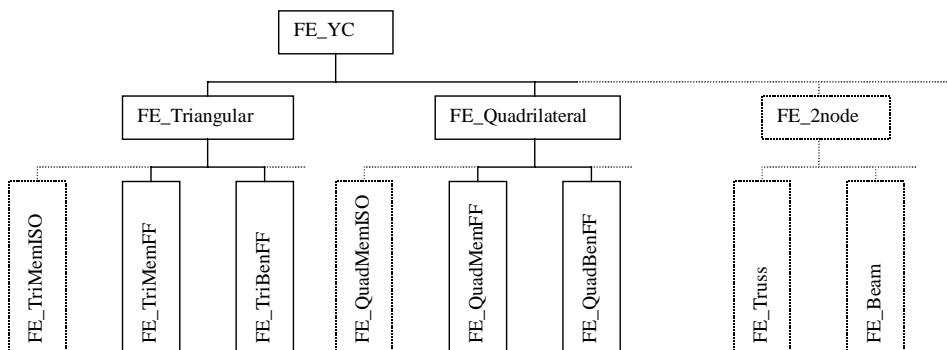
In the remaining 3 pages, I would like to give an overview of the projects I have been involved in at the University of California here at Berkeley. Rather than going into details which can be found in forthcoming publications, I want to emphasize the background of the projects, the reasons for initiating them and their objectives.

1) A Framework for Object-Oriented Finite Element Analysis

Since the early 60s when the Finite Element Method (FEM) started to grow, the Structural Engineering, Mechanics and Materials (SEMM) group at UC-Berkeley has been a pioneering force in the advancement of this method. As a numerical approach for solving partial differential equations and being only applicable through the use of a computer even for the simplest cases, many computer programs have been developed at the SEMM during the past few decades. Among them are CAL, SAP, DRAIN and FEAP. The last one, namely FEAP, is the most general one applied in the SEMM. As a general-purpose program for static and dynamic, linear and nonlinear analysis, FEAP is currently used by many graduate students in their Ph.D. research as a tool to perform a variety of analysis tasks or as a basic system to which new element models are added. What all these programs and indeed every other finite element program developed until only a few years ago have in common is the fact that they are procedural-based meaning that the emphasis is on the development of algorithms and procedures to somehow perform a specific task.

In the recent years, however, much attention is being paid to the aspects of software design, extensibility and integration with other programs and finally the graphical user interface. With the growth of the complexities in programs and the new tools available, many developers now prefer to make use of object-oriented (OO) methods instead of the usual procedural programming approach. This is due to the advantages gained in an OO environment for abstraction, encapsulation, modularity and code reuse. A few years ago, a project was started at the SEMM group with the aim of providing a framework for an OO environment for FEM. The idea is that in the long run, this new program environment should replace FEAP as a basis for new students' program developments. So far, the work was concentrated on the overall design of the OO environment with an emphasis on parallel computing.

Emphasizing originally the overall design of the environment, the OO framework had only simple frame elements at the time when I joined the project. My first contribution was the extension of the program for continuum elements which included triangular and quadrilateral bending and membrane finite elements. The original idea of the formulation of the yield conditions for a reinforced concrete finite element on the basis of its element nodal forces, which was part of our research project at the IBK, was subsequently integrated into such an OO environment and can be further extended for other element models as shown in the following figure. The abbreviations YC, ISO and FF stand for Yield Condition, ISOparametric and Free Formulation, respectively.



2) Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures

The research project I was working on during my employment at the IBK was on the optimum steel design of reinforced concrete panel structures. This led to program ORCHID (Optimum Reinforced Concrete Highly Interactive Dimensioning). At first, a linear elastic finite element analysis is performed and the corresponding reinforcement values determined. Based on the lower bound theorem of plasticity, the reinforcement distribution is subsequently optimized. As a tool for reinforcement design, the program therefore only involves a linear elastic analysis. While this is adequate from a design point of view, it does not provide any information such as the formation and distribution of cracks, amount of plastic deformations and the load-carrying capacity of the structure. For these purposes, a full nonlinear analysis must be performed.

The purpose of this investigation is to incorporate the design and optimization capabilities of ORCHID with a nonlinear analysis program. Since the goal is not to extend the capabilities of ORCHID for nonlinear analysis, but rather to provide the means for examining specific features of reinforcement design through an incremental analysis, we decided to avoid the time-consuming effort of implementing limited nonlinear capabilities into ORCHID and instead, to work with a general-purpose finite element analysis program, in our case the commercially available program DIANA. This enables us to use a variety of material models for concrete cracking and steel yielding.

Each of the two programs can use the results of the other program in a different way. The evaluation of the reinforcement before and after the optimization process by ORCHID can provide the amount and distribution of the reinforcement bars for DIANA so that a subsequent nonlinear analysis can be performed. Alternatively, for a given reinforcement distribution and amount, the nonlinear analysis by DIANA provides a great deal of data about structural behavior at each pseudo-time step. For example, we have used this data in a smeared cracking model to formulate the reduction in stiffness due to concrete cracking and reinforcement yielding at each Gauss integration point within each finite element. This means that instead of using a fixed elasticity matrix D which is only a function of Young's modulus E and Poisson's ratio ν , one can apply a different D matrix at the Gauss points of each finite element at different stages of loading. In this way, one can continue using a slightly modified version of ORCHID in its original design but with enhanced modeling capabilities, i.e. being able to model a damaged status of the structure including cracking and yielding without having a nonlinear step-by-step analysis implementation directly in ORCHID.

In contrast to ORCHID, which was designed as a tool for practicing engineers for reinforcement dimensioning, the present extension and linkage with DIANA as described in the present form is a purely academic research work to study specific aspects in the analysis and design process. Examples of these specific aspects include:

- Study of the nonlinear response of the structure for a given reinforcement including ductility, cracking, yielding etc.
- Comparison of the nonlinear response performed by DIANA for a given reinforcement field distribution between the reinforcement values corresponding to the non-optimized and optimized reinforcement values determined by ORCHID
- Comparison between different optimization approaches adopted for a given reinforcement distribution
- Comparison between different reinforcement field distributions for a given structure and loading conditions
- Study of the advantages and drawbacks of using the smeared cracking model from the nonlinear DIANA analysis in the linear elastic analysis and steel design of ORCHID.

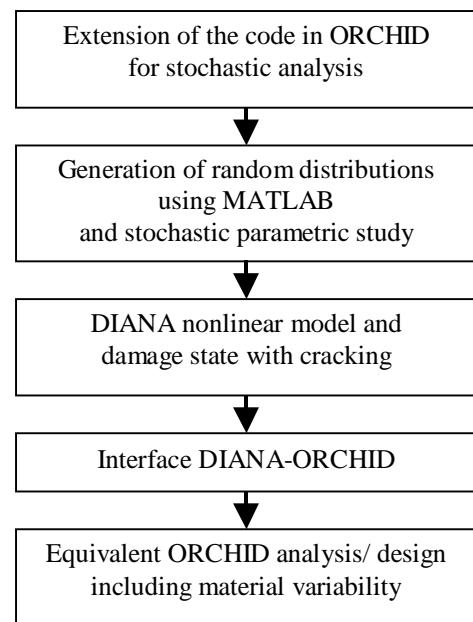
3) Stochastic Analysis and Performance-Based Design of Reinforced Concrete Structures

Reinforcement design of concrete structures is generally based on the linear elastic stress distribution under the given loads. The various sources of uncertainty are assumed to be taken care of by a resistance reduction factor at the capacity level and an amplifying load factor at the demand level. While the approach has been used for many years, it leads to uneconomical designs that do not perform well in extreme circumstances. The new trend in this area is the so-called Performance-Based Design which, as the name suggests, tries to design structural components such that they behave in a certain way under given loading conditions. This requires a better understanding and detailed investigation of the parameters affecting a design, from the socio-economic aspects to hazard assessment and to demand and capacity evaluation.

Among the various sources of uncertainty in structural design is material behavior, in particular that of concrete. Our usual assumption in design that concrete is an isotropic homogenous material is obviously far from reality. To include material variability in the model, one can go from a deterministic to a stochastic analysis in which the material property is represented by a distribution instead of a single value. Various stochastic models can represent the randomness in different ways. In the model we are adopting, the material properties, in particular Young's modulus, are generated using an auto-correlation function taking into account the separation between each finite element and the others. The further an element is away from the current element, the less its effect on the generated property of the element. The function includes a scaling parameter that reflects the expected level of fluctuation in the material variability. In addition, the generated stochastic field is based on the mean value and a selected variance. This mean value is the one generally used in the traditional deterministic analysis and design approach. The scale parameter here is related to the level of discretization, i.e. a measure of element size. Based on a parameter study of the finite element discretization, scaling parameter and the coefficient of variation, one can draw conclusions about the degree of significance of each of these parameters in the design process.

Knowing the relative significance of each parameter, one can then generate a large number of samples that include the material variability in the design process and draw conclusions for performance-based design in a probabilistic environment.

The original version of ORCHID serves for the linear elastic finite element analysis and reinforcement design and optimization. DIANA serves as the tool for the nonlinear analysis. In addition, the mathematical package MATLAB is utilized to generate the stochastic fields and some statistical standard calculations. The tasks to be performed involve the extension of routines in ORCHID for this specific task, the developments of the appropriate interface routines between the three programs ORCHID, DIANA and MATLAB and finally, the simulation of a large number of samples and drawing conclusions. A simple flow diagram of the tasks is given here.



FINITE ELEMENTE PROGRAMME : VOM HIGH-TECH PRODUKT ZUR ALLTAGSANWENDUNG AM BEISPIEL DES FE-PROGRAMMES FLASH

Ueli Walder¹

ZUSAMMENFASSUNG

Die am Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich unter Prof. Dr. E. Anderheggen unternommenen Forschungsarbeiten auf dem Gebiet der Finiten Elemente führten nicht nur zur einer ganzen Reihe neuer Berechnungsmethoden für verschiedenste Probleme der Festigkeitslehre, sondern verfolgten stets auch das Ziel, diese Methoden in der Form von Computerprogrammen der Praxis zur Verfügung zu stellen. Das zwischen 1974-1977 entstandene Programm FLASH (Finite Element Analysis of Shells) erfreut sich auch heute bei Bauingenieuren noch grosser Beliebtheit. Die Gründe dafür liegen im fortschrittlichen Konzept, dem weiten Anwendungsbereich und der steten Weiterentwicklung der Benutzerschnittstelle. FLASH berechnet Scheiben, Platten und Schalen, sowie Stabtragwerke. Das Programm, welches als einziges kommerziell genutztes FE-Programm ausschliesslich mit hybriden Elementen arbeitet, wurde kontinuierlich an Benutzerwünsche und Normenentwicklungen angepasst, so zum Beispiel in den Bereichen der automatischen Bemessung der Armierungen in Flächentragwerken, der Vorspannung und bei den immer komplexeren Lastannahmen und -überlagerungen.

SCHLÜSSELWÖRTER

Finite Element Programme, hybride Elemente, Stabtragwerke, Scheiben, Platten, Schalen, automatische Maschengenerierung, grafische Resultatdarstellung

EINFÜHRUNG

Die in der Anfangszeit der Entwicklung von Finite Elemente Programmen an Hochschulen entwickelten und heute noch in Gebrauch stehenden Programme wie ANSYS, NASTRAN, FENAS u.a. haben sich hauptsächlich dahingehend entwickelt, dass sie immer komplexere und schwierigere Probleme zu lösen im Stand waren. Die Anwendung blieb stets Spezialisten vorbehalten. Ein zwischen 1974-1977 am Institut für Baustatik und Konstruktion unter der Leitung von Prof. Dr. E. Anderheggen laufendes Forschungsprojekt verfolgte zwar ebenfalls das Ziel, die Anwendung der Methode der Finiten Elemente von ebenen Problemen auf Flächentragwerke auszudehnen, doch lag das Schwergewicht der Forschung nicht nur auf dem Entwickeln der notwendigen Algorithmen, sondern ebenso auf dem Bereitstellen einer praxisgerechten Software, welche vom Baustatiker selbst angewendet werden sollte. Im folgenden sind einige Erfolgsfaktoren für praxisgerechte Finite Element Programme an Hand des dabei entstandenen Programmes FLASH (Finite Element Analysis of Shells) dargestellt.

¹ Dr. Dipl. Bauing. ETH/SIA/USIC

DIE ENTWICKLUNG DER BENUTZER-INTERAKTION

Der häufigste geäusserte Wunsch von Benützern im Zusammenhang mit der Anwendung von Computerprogrammen lautet "einfach und durchgängig anzuwenden". Für Finite Elemente Programme bezieht sich dies primär auf die Dateneingabe und allenfalls die Auswertung und weitere Verwendung der Resultate, während die einfache Überprüfbarkeit der Rechenergebnisse als eher sekundär beurteilt wird, d.h. die Ergebnisse werden apriori als richtig oder im Normalfall als mindestens genugend genau angesehen.

Bei der Entwicklung von FLASH, als allgemein anwendbares Programm für die Praxis, ging es deshalb darum, einerseits Elementmodelle zu entwickeln, welche sich in allen kritischen Situationen der Baustatik wie bei Singularitäten, grossen Steifigkeitsunterschieden im Tragwerk oder schwierigen Lagerungsbedingungen, sogenannt "gutmütig" oder wenigstens eindeutig, verhalten und dann das Schwergewicht auf eine möglichst einfache Modellierung und vollständige Lösung des statischen Problems zu legen. Dabei galt es, in der Frühzeit der Computeranwendungen, selbstverständlich auch mit den Ressourcen Rechenzeit und Speicherplatz äusserst sparsam umzugehen.

Die Verwendung und Weiterentwicklung des hybriden Elementmodells (1) erwies sich bezüglich Anwendungssicherheit als Glücksfall, hat sich doch an den Tausenden von berechneten Tragwerken noch nie ein, auf falsche Berechnungsresultate zurückzuführender, Schadensfall ereignet. Insbesondere die an der ETH entwickelten elastisch gebetteten Plattenelemente, welche eine automatische Stahlbetonbemessung über Stützen erst ermöglichten, erwiesen sich in der Baupraxis als besonders nützlich.

Die möglichst einfachste Modellierung der Tragwerke erfolgte in der Anfangszeit des Programmes in der zur Verfügungstellung einer einfachen Eingabesprache, welche in übersichtlicher, schematischer Weise, einerseits die Dateneingabe vollständig beschrieb und andererseits durch die formatfreie Eingabe und die vielen Generierungsmöglichkeiten von Knoten- und Elementmaschen die Geometrieeingabe gegenüber anderen Programmen wesentlich vereinfachte und beschleunigte.

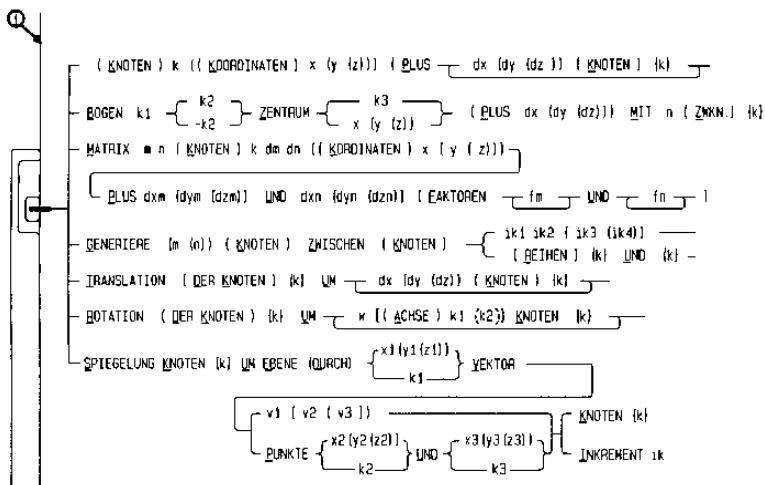


Fig. 1 - Eingabeschema für die Knotengenerierung

Insbesondere bei räumlichen Problemen war die Dateneingabe damit aber immer noch eine aufwendige und fehleranfällige Arbeit, welche zudem immer erst durch einen Kontrolllauf des Programmes verifiziert werden konnte. Die grafische Ausgabe der Elementmasche half zwar Fehler rasch zu entdecken, doch der Ruf der Anwender nach einer interaktiv-grafischen Eingabe mit automatischer Maschengenerierung wurde, insbesondere nach der Portierung des Programmes auf Personal-Computer, immer lauter.

Dem Wunsch aus der Praxis wurde 1994 mit einer ersten Version des Pre- und Postprocessing Programmes WIN-FLASH nachgekommen. Das nach modernsten, objektorientierten Methoden in C++ und der Grafiksprache Open-GL entwickelte Programm hat entscheidend dazu beigetragen, dass das mittlerweile 20 Jahre alte FLASH nach der Implementierung auf Grossrechnern und Minicomputern erfolgreich in seinen dritten Informatik-Lebenzyklus auf PCs treten konnte.

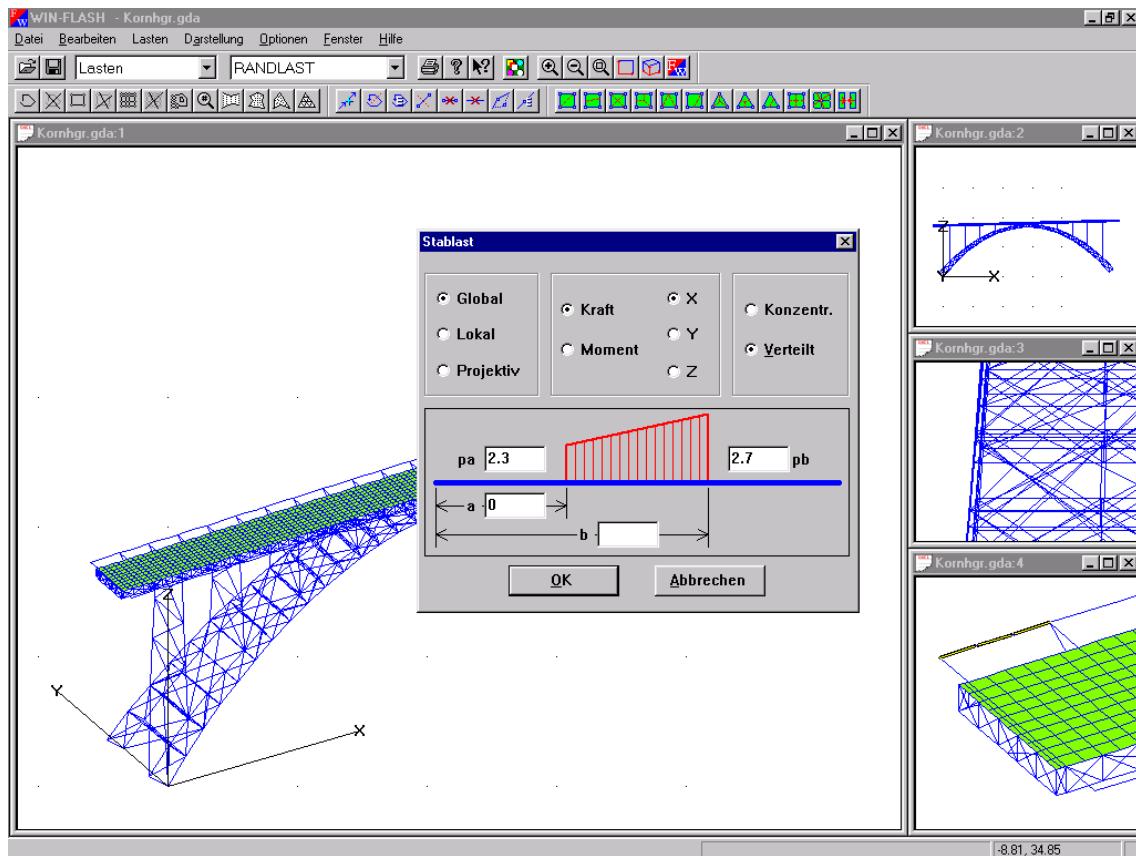


Fig. 2 - Grafisch-interaktive Eingabe mit WIN-FLASH

DIE VISUALISIERUNG DER RESULTATE

Die Interpretation der Resultate von Finite Elemente Programmen in alphanumerischer Form ist bei grösseren Tragwerken mit vielen Lastfällen eine unzumutbare Aufgabe. Deshalb wurden am Institut für Baustatik und Konstruktion bereits früh effiziente Methoden für die grafische Darstellung der Resultate entwickelt. FLASH war von Beginn weg in der Lage, alle Resultate und deren Überlagerungen in verschiedensten Darstellungen grafisch auszugeben. (Fig. 3)

Die ursprünglich für Vektorplotausgaben programmierten Zeichnungen wurden in letzter Zeit mit Bitmap-Grafiken ergänzt. Dies erlaubt die Darstellung der Resultate mit Farbschattierungen und kann heute so effizient programmiert werden, dass sich die Bilder auf einem einfachen PC mit der Maus am Bildschirm bewegen und drehen lassen. Zusätzlich zu den statischen Darstellungen lassen sich die Tragwerke auch animieren, so dass sich das Tragverhalten wie am echt deformierten Modell studieren lässt. (Fig. 4)

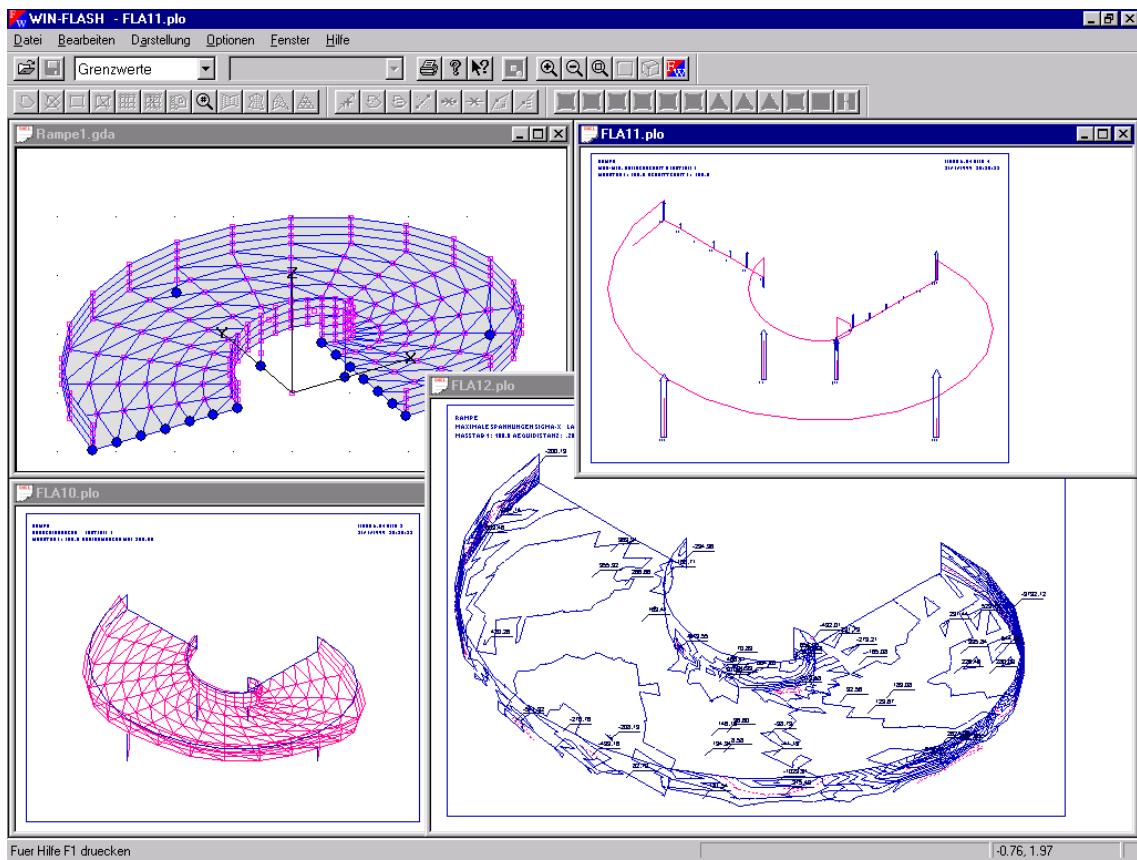


Fig. 3 - Visualisierte Resultate mit Vektorgrafiken

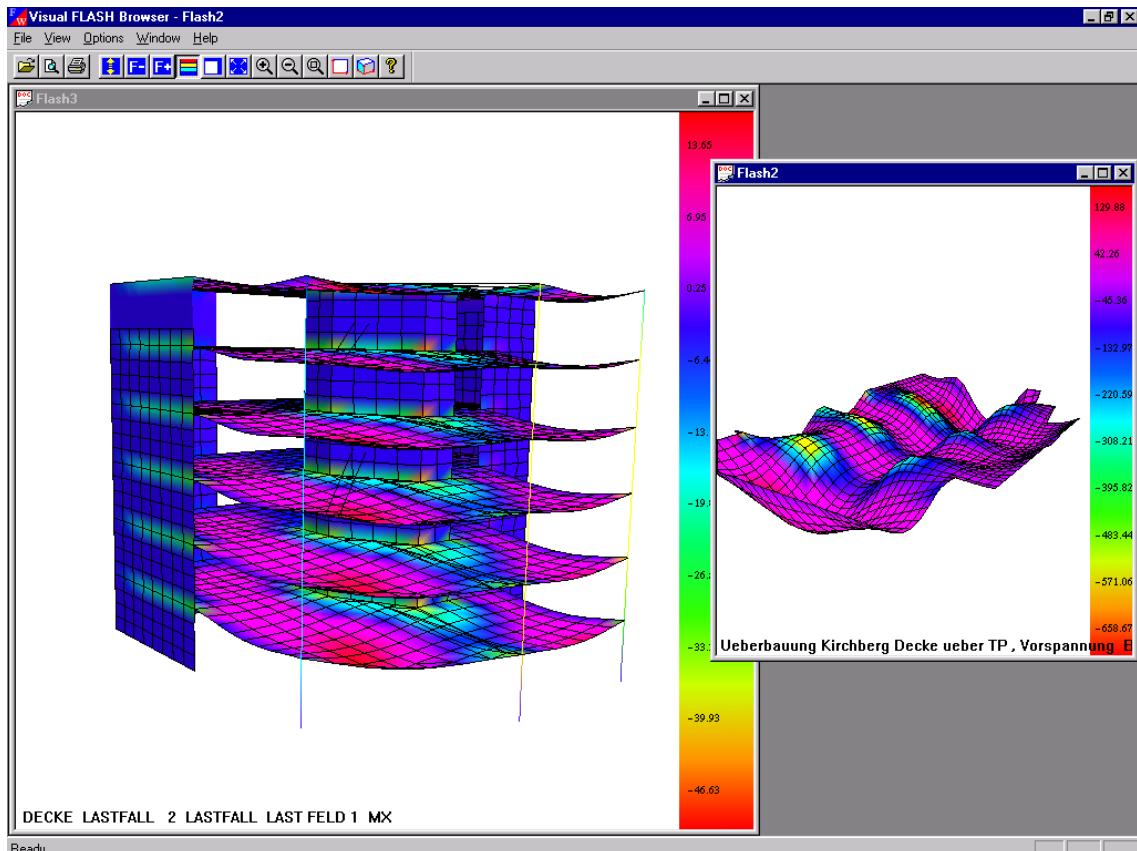


Fig. 4 - Visualisierte Resultate mit animierten Bitmapgrafiken

SCHLUSSFOLGERUNGEN

Die Entwicklung von Finite Elemente Programmen für die Praxis hat sich hauptsächlich in Richtung einer immer einfacheren Anwendung und vollständigeren Abdeckung von allen statisch geforderten Nachweisen, als in Richtung raffinierterer, zum Beispiel nichtlinearer Berechnungsmethoden entwickelt. Die einst Spezialisten vorbehaltenen Programme werden heute dank einfachen automatischen Maschengeneratoren auch für komplexe räumliche Tragwerke in der alltäglichen Ingenieurpraxis angewendet. Die Ausbildung der Studenten muss deshalb, nebst dem Verständnis für die angewandten Methoden, vermehrt auch wieder einfache Handmethoden vermitteln, welche eine rasche Überprüfung der perfekt dargestellten Computergrafiken erlauben.

LITERATUR

- [1] Walder U., "Beitrag zur Berechnung von Flächentragwerken nach der Methode der Finiten Elemente", *Bericht Nr. 77*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1977.

Adressen der Autoren

Dr. Walter Ammann

Eidg. Institut für Schnee- und Lawinenforschung, Flüelastrasse 11, CH-7260 Davos

Stefan Armanini

Institut für Bauplanung und Baubetrieb, ETHZ, ETH-Hönggerberg, CH-8093 Zürich

Dr. Perry Bartelt

Eidg. Institut für Schnee- und Lawinenforschung, Flüelastrasse 11, CH-7260 Davos

Horst Batschkus

Institut für Baustatik und Konstruktion ETHZ, ETH-Hönggerberg, CH-8093 Zürich

Prof. Dr. Hugo Bachmann

Institut für Baustatik und Konstruktion ETHZ, ETH-Hönggerberg, CH-8093 Zürich

Dr. Zoran Despot

Büro Dr. J. Grob und Partner AG, Technikumstrasse 73, CH-8400 Winterthur

David Ekchian

CUBUS AG, Eggibühlstrasse 20, CH-8052 Zürich

Dr. Herbert Elmer

CUBUS AG, Eggibühlstrasse 20, CH-8052 Zürich

Prof. Dr. Mario Fontana

Institut für Baustatik und Konstruktion ETHZ, ETH-Hönggerberg, CH-8093 Zürich

Andrea Frangi

Institut für Baustatik und Konstruktion ETHZ, ETH-Hönggerberg, CH-8093 Zürich

Günter Glanzer

Institut für Baustatik und Konstruktion ETHZ, ETH-Hönggerberg, CH-8093 Zürich

Mathias Götsch

Institut für Mechanik ETHZ, ETH-Zentrum, CH-8092 Zürich

Dr. Klaus Heiduschke

UBS AG, HCK, Postfach, 8098 Zürich

Prof. Dr. Matthias Hillmann

AutoForm Engineering GmbH, Technopark 1, CH-8005 Zürich

Dr. Jan G. Korvink

Professur für Mikrosystemsimulation, Albert-Ludwig-Universität Freiburg,
Am Flughafen 17, D-79110 Freiburg

Dr. Waldemar Kubli

AutoForm Engineering GmbH, Technopark 1, CH-8005 Zürich

Prof. Dr. Peter Marti
Institut für Baustatik und Konstruktion ETHZ, ETH-Hönggerberg, CH-8093 Zürich

Dr. Stefan Messmer
IWM, Institut für Werkstofffragen und Materialprüfungen,
Industriestrasse 59, CH-8152 Glattbrugg

Dr. Nebojsa Mojsilović
Institut für Baustatik und Konstruktion ETHZ, ETH-Hönggerberg, CH-8093 Zürich

Dr. Edward G. Prater
Institut für Baustatik und Konstruktion ETHZ, ETH-Hönggerberg, CH-8093 Zürich

Juan Renau
Institut für Baustatik und Konstruktion ETHZ, ETH-Hönggerberg, CH-8093 Zürich

Dr. Markus Roos
Zürcher Hochschule Winterthur, Technikumstrasse 9, CH-8401 Winterthur

Dr. Guido Sartoris
Zürcher Hochschule Winterthur, Technikumstrasse 9, CH-8401 Winterthur

Prof. Dr. Mahir Sayir
Institut für Mechanik ETHZ, ETH-Zentrum, CH-8092 Zürich

Dr. Mike Schlaich
Schlaich, Bergermann und Partner, Hohenzollernstrasse 1, D-70178 Stuttgart

Prof. Dr. h.c. Jörg Schneider
Institut für Baustatik und Konstruktion ETHZ, ETH-Hönggerberg, CH-8093 Zürich

Dr. Hans Ulrich Schwarzenbach
Zürcher Hochschule Winterthur, Technikumstrasse 9, CH-8401 Winterthur

Dr. Patrick Steffen
CUBUS AG, Eggibühlstrasse 20, CH-8052 Zürich

Dr. Mohammad Tabatabai
Civil Engineering Department, University of California at Berkeley,
721 Davis Hall, SEMM, Berkeley, CA 94720-1710

Prof. Thomas Vogel
Institut für Baustatik und Konstruktion ETHZ, ETH-Hönggerberg, CH-8093 Zürich

Dr. Ueli Walder
Walder + Trüeb AG, Tannackerstrasse 2, CH-3073 Gümligen

Thomas Wenk
Institut für Baustatik und Konstruktion ETHZ, ETH-Hönggerberg, CH-8093 Zürich