

Tragwerksanalyse des Hochhauses Uptown München

Erfahrungen mit großen FE-Strukturen

Dipl.-Ing. Josef Zirnbauer

Ingenieurbüro Dr.-Ing. Rüdiger Müller, Gravelottestraße 8, 81667 München

Dr.-Ing. Rüdiger Müller

Prüfingenieur, München

Zusammenfassung:

Die Tragwerksanalyse von komplexen Strukturen ist auch heute trotz Unterstützung durch leistungsfähige Software eine anspruchsvolle Ingenieuraufgabe. Ergebnisse müssen sachgemäß geprüft und interpretiert werden. Bauteile mit ungünstigen Beanspruchungsverhältnissen werden sinnvollerweise durch konstruktive Veränderungen günstiger gestaltet. Auch Vorgaben zum Bauablauf und zur Betontechnologie können Probleme lösen.

1 PROJEKTDESCHREIBUNG

Das Bauvorhaben „Uptown München“ umfasst den Neubau eines Bürohochhauses mit ca. 146 m Höhe über OKG (3 UG, EG und 37 Obergeschoße), vier achtgeschossiger Campusgebäude und einer großen Tiefgarage mit 790 Stellplätzen über das gesamte Gelände (vgl. Abbildung 1 markierter Bereich).

| | |
|-------------------|---|
| Bürofläche | ca. 84.000 m ² gesamt, davon 50200 m ² Hochhaus |
| Umbauter Raum | ca. 450.000 m ³ gesamt, davon 210000 m ³ Hochhaus |
| Investitionssumme | ca. 300 Mio. EUR |

Die günstige Lage direkt am Mittleren Ring sorgt für eine optimale Anbindung an den Münchener Stadtkern sowie an die Autobahnen. Der neue U-Bahnhof Georg-Brauchle-Ring der Linie U1 erschließt das Objekt zusätzlich zu den bereits vorhandenen öffentlichen Verkehrsmitteln.



Abbildung 1: Grundriss des Bauvorhabens (Visualisierung Architekt)



Abbildung 2: Hochhaus und Campusgebäude (Visualisierung Architekt)

Die für die Tragwerkplanung relevanten Projektbeteiligten sind:

Projektentwickler: Hines Deutschland

Bauherr: Georg-Brauchle-Ring Verw. Ges. mbH
Projektbüro München, Riesstraße 17, 80992 München

Architekt: Ingenhoven, Overdiek und Partner, Düsseldorf

Tragwerksplaner: BWP Burggraf, Weichinger und Partner, München

Prüfingenieur: Dr.-Ing. Rüdiger Müller, München

Nach mehreren Planungsanläufen, unter anderem auch Entwürfen zu einer Variante mit 200 m für die HypoVereinsbank (REMU-Hochhaus), kommt jetzt - nicht zuletzt aus wirtschaftlichen Gründen - die hier vorgestellte Version (Abbildung 2) mit 37 Geschossen zur Ausführung. Zum jetzigen Zeitpunkt ist der Rohbau etwa im 13. OG angelangt.

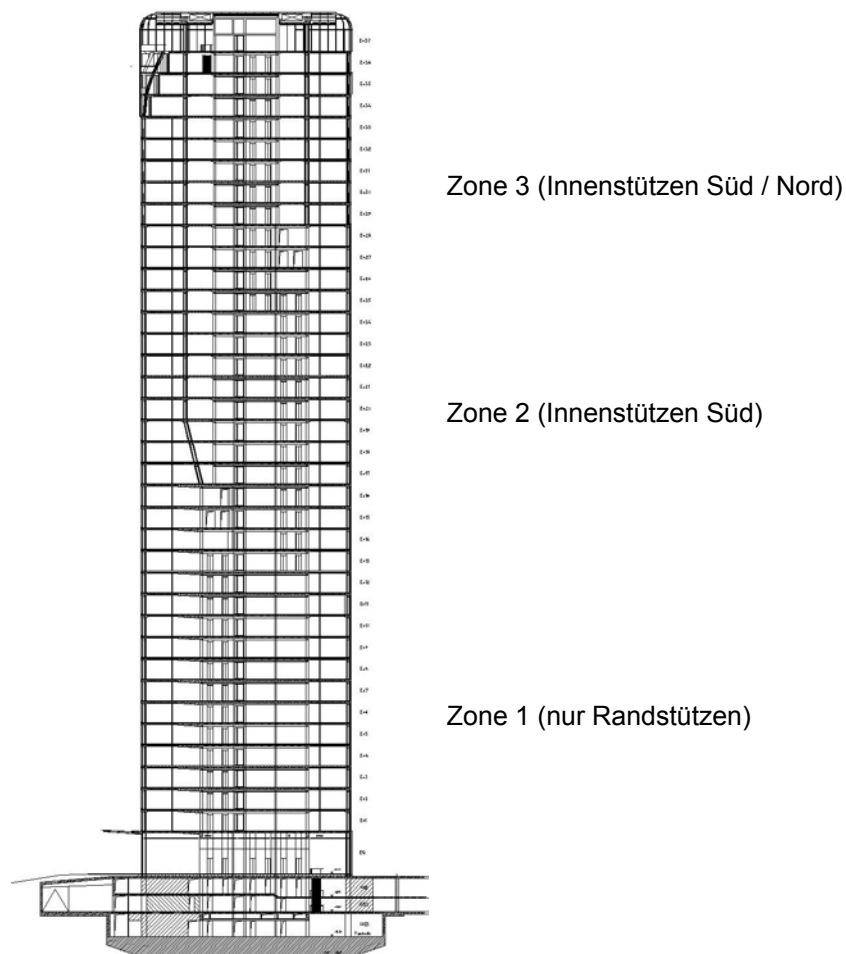


Abbildung 3: Vertikalschnitt durch das Hochhaus mit Blick auf Stützen und Kernwände (Eingabeplan Architekt)

Das Tragkonzept des Hochhauses „Uptown München“ besteht im wesentlichen aus einem massiven Hochhauskern, bestehend aus dickeren Außenwänden und relativ dünnen Innenwänden im Bereich von Installation, Aufzügen und Treppenhäusern, aus tragenden Fassadenstützen in Stahlbeton- und Verbundbauweise, Flachdecken und Rippendecken mit Massivstreifen sowie einer dicken Bodenplatte als Flachgründung. Der Lastabtrag erfolgt mit Ausnahme der Schrägstützen im Übergang von Zone 2 auf Zone 1 ausschließlich über vertikale Bauteile (vgl. Abbildung 3).

Die Aussteifung wird planmäßig allein durch die massiven Kerne bewerkstelligt.

2 VORÜBERLEGUNGEN ZUR TRAGWERKSANALYSE

Bei dem Hochhaus handelt es sich um ein räumliches Tragwerk, das sich von der statischen Modellbildung her in Stäbe (Stützen, Kerne) und Flächentragwerke (Decken mit Platten- und Scheibentragwirkung, Wände mit Scheiben- und Plattentragwirkung aus Deckeneinspannung und Versatz) sowie einer gebetteten Bodenplatte einteilen lässt. Die einzelnen Tragglieder sind miteinander gekoppelt und unterliegen einer Belastungsgeschichte aus dem Herstellungsablauf (Baufortschritt) und den Langzeitverformungen (Schwinden und Kriechen der Betonbauteile). Global und vereinfacht betrachtet handelt es sich um einen Kragträger auf einem Einzelfundament.

Die Aufgabenstellung war die bautechnische Prüfung der vom Tragwerksplaner vorgelegten statischen Berechnung mittels unabhängiger Vergleichsrechnungen. Die zur Prüfung eingereichte Tragwerksanalyse beschränkt den Weg der Aufteilung des Gesamttragwerks in einzelne Tragglieder und Tragwirkungen. Die ermittelten Beanspruchungen wurden dann teilweise von Hand wieder zu resultierenden Bemessungsschnittgrößen zusammengeführt oder auf andere Teilsysteme übertragen (z.B. manuelle Addition der Deckenauflagerkräfte zur Stützenbemessung oder für die Kernbemessung unter Berücksichtigung der Schwerpunktslage).

Seitens des Prüfindgenieurs wurde nach eingehenden Vorüberlegungen beschlossen, eine völlig eigenständige Tragwerksanalyse über die Berechnung an einem räumlichen Gesamtmodell durchzuführen.

3 WAHL DES PROGRAMMSYSTEMS

Für die Berechnung einer komplexen räumlichen Struktur benötigt man eine leistungsfähige Software und dazu passende Hardware. Es gibt allgemeine Analyseprogramme wie z.B. ANSYS (Windows/Unix) oder MARC (Unix) oder spezielle baustatische Programme wie z.B. ETABS (Windows) oder SOFiSTiK (Windows/Unix), um ein paar Beispiele von vielen anzuführen. Die hier genannten dürften jedoch die relevantesten sein.

Das Programmsystem SOFiSTiK war im Büro des Prüfindgenieurs bereits vorhanden, der Leistungsumfang des Programmsystems bekannt und für die Aufgabenstellung als ausreichend erachtet. Durch langjährige Anwendung sind die Mitarbeiter mit dem Programmsystem von SOFiSTiK sehr vertraut. So fiel die Wahl für dieses System nicht schwer.

Mit einem Testmodell wurden auch erste Versuche zur Eruiierung der zu erwartenden Rechenzeiten durchgeführt. Dies zeigte schnell einen großen Bedarf an Rechenleistung und Speicherplatz (vgl. hierzu auch Punkt 7). Auf Anraten der SOFiSTiK wurde ein leistungsfähiger Rechner mit LINUX als Betriebssystem verwendet:

Dell Dual Xeon 2,0 GHz, 1024 MB RAM, Betriebssystem: Red Hat LINUX 7.2 (Kernel 2.4.16)

4 TRAGWERKSANALYSE AM GESAMTMODELL

4.1 Preprocessing (Systemeingabe)

Eng zusammenhängend mit der Wahl des Programmsystems ist natürlich, wie man die Geometrie und die Strukturelemente erzeugt. SOFiSTiK bietet hier verschiedene Möglichkeiten an:

- a) CADINP: Mit dem unterstützenden Texteditor Teddy werden die Struktur und die Elemente von Hand erzeugt. Die Eingabesprache CADINP erlaubt auch arithmetische Rechenoperationen, Variablen, Parameter, Blöcke und Schleifen, sodass man die Struktur wie ein Programm eingeben kann
- b) SOFiPLUS: Dieses grafische Eingabewerkzeug bietet zwei alternative Möglichkeiten der Eingabe an: Die Generierung von Elementen über Makros oder die Definition von Strukturelementen und freie Netzgenerierung über einen automatischen Netzgenerator
- c) MONET: Ebenfalls ein grafisches Eingabewerkzeug. Es werden geometrische Linien erzeugt, aus denen der Netzgenerator das so definierte Netz erzeugt oder es kann ebenfalls die freie Netzgenerierung über einen automatischen Netzgenerator angesprochen werden.

Die Verwendung von frei generierten Netzen schied wegen der zu erwartenden Menge an erzeugten Elementen und dem damit verbundenen Rechenaufwand sowie aus Zuverlässigkeitsgründen aus. Außerdem sollte ein gezielter Zugriff auf einzelne Elementgruppen und Ergebnisse möglich sein.

Die Verwendbarkeit von SOFiPLUS wurde an einem Testbeispiel untersucht. Eine Decke ca. 40x40 Elemente, vier Wände und ein paar Stützen. Exemplarisch sollte je Zone ein Geschoß fertig generiert werden und anschließend etagenweise hochkopiert und in die entsprechenden Gruppen eingeteilt werden. Mit jedem Geschoß wurde das System wegen der erforderlichen Umnummerierung der Elemente langsamer, sodass diese Möglichkeit ebenfalls frühzeitig ausschied.

Aus verschiedenen Gründen, die insbesondere mit der zeichnerischen Darstellung im 3D – Raum zusammenhängen, wurde frühzeitig auf die Anwendung des Programms MONET verzichtet. Die Eingabe einer 200 m-Variante des REMU-Hochhauses mit MONET wurde auf dem MONET-Seminar 2000 vorgestellt [2]. Hier kam zum Zuge, dass man in MONET fertig erzeugte Teilstrukturen einlesen und somit sich wiederholende Teile effektiv erzeugen kann.

Ein Mitarbeiter im Büro hatte kurz zuvor gute Erfahrungen mit der Berechnung der Überdachung des Zentralstadions in Leipzig mittels CADINP-Eingabe gesammelt. Es handelte sich hierbei um ein räumlich gekrümmtes Stabwerk, bei dem 2300 Knoten und 5500 Stäbe generiert wurden. Die Wahl der Systemeingabe fiel damit auf Variante ‚manuelle Eingabe mit CADINP‘. Diese stellte sich mehr und mehr als eine sehr leis-

tungsfähige Eingabemöglichkeit heraus. Unterstützt wurde dies durch eine sehr strukturierte Eingabe mit Feldern und Blöcken. Es wurden z.B. Blöcke für Wände in X- und Y-Richtung, Unterzüge und Wandöffnungen erstellt. Anfangsknoten, Elementanzahl, Elementansatz, Material und Dicke wurden aus der strukturierten GENF-Eingabe an den eingelesenen Block übergeben (Abbildung 4).

```

Block in hochhaus_bloecke.dat definiert:

#DEFINE WANDX
  $ Wände in X-Richtung (3 Elemente hoch)
LET#KN #KNW+#G
LOOP #ENW
  QUAD #KN+#ZZ #KN-#INKZ #KN+#INKX-#INKZ #KN+#INKX+#ZZ #KN+#ZZ $$
  MNR #MW D #DW NRA #NRA
  QUAD #KN+2*#ZZ #KN+#ZZ #KN+#INKX+#ZZ #KN+#INKX+2*#ZZ #KN+2*#ZZ $$
  ==
  QUAD #KN+3*#ZZ #KN+2*#ZZ #KN+#INKX+2*#ZZ #KN+#INKX #KN ==
LET#KN #KN+#INKX
ENDLOOP
#ENDDEF

Block in hochhaus_genf.dat aufgerufen:

LET#EBE 1 $ Ebene von .. 1
LET#ANZZ 16 $ . . bis 16
LET#ZZ 1000 $ Inkrement Knotennummern in Z-Richtung fortlaufend
LET#INKZ 10000 $ Inkrement Knotennummern in Z-Richtung je Geschoß
LET#G #EBE*#INKZ $ Ermittlung der Gruppennummer
$ Material Kernwände 1 2 3 4 5 6. OG: Materialnummern der
$ in hochhaus_para.dat parametergesteuert
LET#MW(1) $(MATKW1OG),$(MATKW1OG),$(MATKW1OG),$(MATKW1OG),.....
$ Material Kernwände 7.-16. OG
LET#MW(7) 2,2,2,2,2,2,2,2 $ Wertereihe zum gezielten Ändern der Mat.
LOOP #ANZZ $ Knoten erzeugen
TRAN 001+#G-#INKZ 805+#G-#INKZ #INKX DZ -1.60 DNR 1000+#INKZ
TRAN 001+#G-#INKZ 805+#G-#INKZ #INKX DZ -3.20 DNR 2000+#INKZ
LET#MW #MW(#G/#INKZ) $ Zi
  $ Wände in X-Richtung:
LET#KNW 216; LET#ENW 14; LET#DW 0.500; LET#NRA $(KAWNRA)
#INCLUDE WANDX
LET#KNW 249; LET#ENW 1; LET#DW 0.175; LET#NRA $(KIWNRA)
#INCLUDE WANDX
LET#KNW 256; LET#ENW 1; LET#DW 0.175; LET#NRA $(KIWNRA)
#INCLUDE WANDX
...
...
... (alle Wände je Geschoß in Zone1)
ENDLOOP
...

Anmerkung:
Die Wanddicke #DW wird in den Block übergeben
Der Elementansatz $(KAWNRA), $(KIWNRA) und die Materialnummer $(MATKW1OG)
werden in der Steuerdatei hochhaus para.dat definiert und in den Block übergeben

```

Abbildung 4: Beispiel GENF-Eingabe mit Blöcken, Variablen und Parametern

Zur besseren Übersichtlichkeit und damit mehrere Personen gleichzeitig am System arbeiten können, wird mit verschiedenen Teil-Dateien gearbeitet, die mit einer Hauptdatei ‚hochhaus.dat‘ (Abbildung 5) gesteuert werden. In WinPS werden alle prog-Sätze und sys-Zeilen (teilweise zur Strukturierung der Eingabe eingesetzt) angezeigt. Jede Teil-Eingabedatei kann auch direkt berechnet werden, indem die Datenbasis mit dem Parameter \$(PROJEKT) vorgegeben wurde. Die Programmsergebnisse werden dadurch strukturiert und in kleineren Dateien gespeichert.

```
$ Letzte Bearbeitung von zirm am ... um .... ***
$PROG
$ HINES Hochhaus - PROGRAMMSTEUERUNGSDATEI
$ maßgebende Eingabeparameter siehe hochhaus_para.dat!!!!

#include hochhaus_para.dat
#include hochhaus_bloecke.dat
#include hochhaus_aqua.dat

$ Struktur
#include hochhaus_genf.dat
$ Halbraum
#if halbraum
#include hochhaus_hase.dat
#endif
$ Lastfälle: Grundlastfälle
#include hochhaus_ase1.dat
$ Lastfälle: Berechnungslastfälle
#include hochhaus_ase2.dat
$ HASE Auswertung
#if halbraum
#include hochhaus_hase2.dat
#endif
$ Eigenwertermittlung
#include hochhaus_eige.dat
$ Überlagerung
#include hochhaus_maxima.dat
$ Bemessung
#include hochhaus_bemess.dat
#include hochhaus_aqb.dat
$ Grafik-Ausgaben
#include hochhaus_graf.dat
```

Abbildung 5: Hauptdatei hochhaus.dat

So entsteht ein Satz von Eingabedateien, bei dem mit wenigen Parameterschaltern verschiedene Rechenmodelle des Tragsystems untersucht werden können (Abbildung 6): Von der Erstberechnung bis zum Bau werden Wände, Unterzüge und Öffnungen entfernt/hinzugefügt, Unterzüge in ihrer Höhe angepasst, Wanddicken, Materialien und Querschnitte geändert. Durch die strukturierte Nummerierung wird dies sehr effektiv bewerkstelligt.

```
#DEFINE projekt=hochhaus

$***** MODELLVARIANTE *****
#DEFINE modell="*N2*H17=H3:Halb-BFS-o.sk-alles...Verbundst.o.sk!!!"
$*****

$ allgemeine Werte:
#define BETT=10000          $ Bettung [kN/m2]
#define BETTQ=1000         $ Bettung quer
#define HALBRAUM=1         $ Umgebung für Halbraum erzeugen 0/1
#define MATKW1OG=3         $ Material Kernwände 1.OG-16.OG: 2=B45; 3=B55
.....
#define BoPINRA=3          $ Steifigkeitsanteile Bodenplatte (1/3)
#define UGAWNRA=3          $ Steifigkeitsanteile Außenwände UG (2/3)
#define UGIWNRA=3          $ Steifigkeitsanteile Innenwände UG (0/2/3)
#define KAWNRA=3           $ Steifigkeitsanteile Außenwände Kern (2/3)
#define KIWNRA=3           $ Steifigkeitsanteile Innenwände Kern (0/2/3)
#define QUADLAGE=unten     $ Lage der Quadelemente Decken: (mitte/unten), ...
#define AufzugU=0          $ 1 .. Aufzugunterfahrt als Öffnung
#define Bauzust=1          $ 1 .. Bauzustände rechnen
#define Krie=0              $ 1 .. Kriechen + Schwinden rechnen
#define PHIF=0              $ Kriechen + Schwinden Federn, Rand, el. Bettung...
#define PHIS=0              $ Kriechen + Schwinden Stahl u.ä. (-"-)
#define Verb-Stue=1         $ Verbundstützen rechnen (0/1)
#define BoPI-Ered=1.00     $ E-Modul Red. Steifigkeitsmodul Bodenplatte Zustand II
.....
#define EIGENW=0           $ Eigenwerte rechnen 0/1
#define SOLV=1              $ Solvertyp 1/2 (Gauss/Iterativ)

$ Auflösung der Innenwände in den Untergeschossen
#define IWUG=0              $ 0/1 .. Auflösung der Wandscheiben in den UG
...
$ Systemänderungen infolge Bauzustände, Nachträge
#define AEND-01=1           $ 0/1 .. Änderungen vom ...
#define NACHTRAG1=1         $ Systemänderungen 1. Nachtrag...
#define NACHTRAG2=1         $ Systemänderungen 2. Nachtrag..
#define Koppelrie=1         $ mit Koppelriegel ja/nein 1/0
...

```

Abbildung 6: Auszug aus der Steuerdatei hochhaus_para.dat

Das komplette System mit Halbraum besteht aus 93900 Knoten und 45500 Elementen. Die Anzahl der kinematischen Freiheitsgrade beträgt 563200 (Anzahl der Gleichungen), die Bandweite der Steifigkeitsmatrix umfasst 27900 Unbekannte (vgl. hierzu auch Punkt 7). In Abbildung 7 bis Abbildung 10 sind exemplarisch das 3. UG sowie die Zonen 1 bis 3 dargestellt.

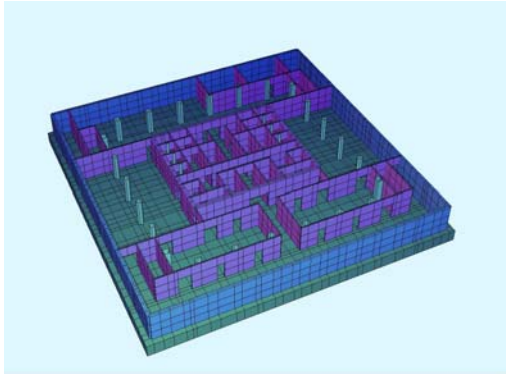


Abbildung 7: Hochhaus-System 3. UG

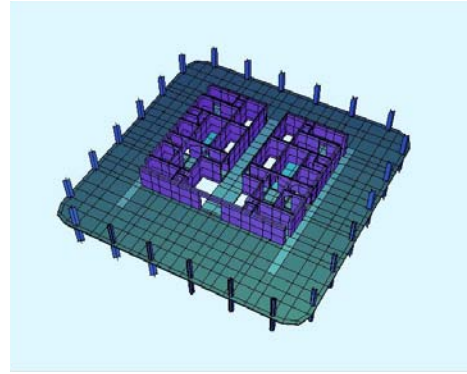


Abbildung 8: Hochhaus-System Zone 1

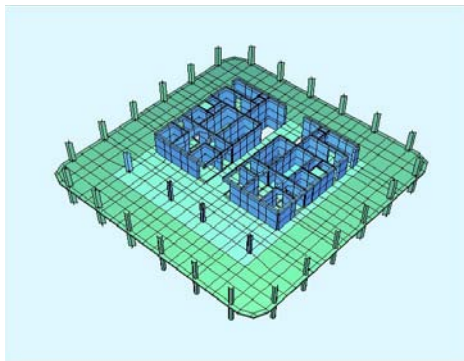


Abbildung 9: Hochhaus-System Zone2

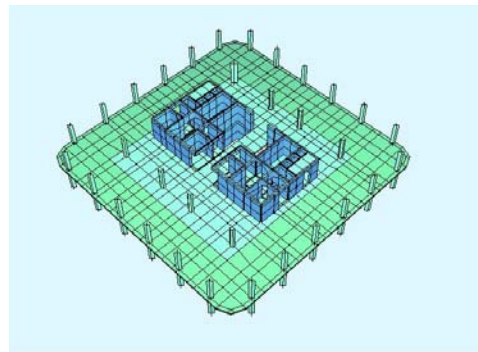


Abbildung 10: Hochhaus-System Zone 3

4.2 Processing (Systemberechnung)

Die Einwirkungen (Eigengewicht, Wind-, Temperatur- und Stabilitätslasten) werden mit dem Programm ASE (Lineare und nichtlineare räumliche Faltwerke) ebenfalls über CADINP-Eingabe auf das System aufgebracht. In Feldern der CADINP-Variablen können z.B. Stockwerkslasten übersichtlich aufgelistet werden (Abbildung 11). Die Beanspruchungen werden anschließend von ASE ermittelt. Als Gleichungslöser kommt der iterative Solver (STEU SOLV 2) und später auch der Gauß-Gleichungslöser (STEU SOLV 1) zum Einsatz.

```

$ Definition der Geschosslasten aus Wind

$ Alle Lasten sind o. Vorzeichen eingegeben und wirken entspr. der positiv definierten Richtungen.
$ Für die einzelne Windrichtungen sind die Vorzeichen über Lastfaktorvorzeichen festzulegen

      $ LF 25      LF 26      LF 27      LF 28      LF 29
#DEFINE Windlasten
LET#W1N(40) 0 ; LET#W1O(40) 0 ; LET#W2N(40) 0 ; LET#W2O(40) 0 ; LET#M1W(40) 0
LET#W1N(0) 46 ; LET#W1O(0) 119; LET#W2N(0) 59; LET#W2O(0) 33; LET#M1W(0) 273
LET#W1N(1) 43 ; LET#W1O(1) 95 ; LET#W2N(1) 56 ; LET#W2O(1) 34 ; LET#M1W(1) 253
LET#W1N(2) 49 ; LET#W1O(2) 95 ; LET#W2N(2) 65 ; LET#W2O(2) 41 ; LET#M1W(2) 287
LET#W1N(3) 56 ; LET#W1O(3) 95 ; LET#W2N(3) 74 ; LET#W2O(3) 49 ; LET#M1W(3) 321
LET#W1N(4) 62 ; LET#W1O(4) 95 ; LET#W2N(4) 83 ; LET#W2O(4) 56 ; LET#M1W(4) 355
LET#W1N(5) 72 ; LET#W1O(5) 99 ; LET#W2N(5) 86 ; LET#W2O(5) 61 ; LET#M1W(5) 393
LET#W1N(6) 83 ; LET#W1O(6) 102; LET#W2N(6) 89 ; LET#W2O(6) 65 ; LET#M1W(6) 431
LET#W1N(7) 93 ; LET#W1O(7) 106; LET#W2N(7) 92 ; LET#W2O(7) 69 ; LET#M1W(7) 469
LET#W1N(8) 103 ; LET#W1O(8) 110; LET#W2N(8) 95 ; LET#W2O(8) 73 ; LET#M1W(8) 506
LET#W1N(9) 114 ; LET#W1O(9) 113; LET#W2N(9) 98 ; LET#W2O(9) 77 ; LET#M1W(9) 544
LET#W1N(10) 124 ; LET#W1O(10) 117; LET#W2N(10) 99; LET#W2O(10) 81 ; LET#M1W(10) 582
LET#W1N(11) 125 ; LET#W1O(11) 119; LET#W2N(11) 99; LET#W2O(11) 83 ; LET#M1W(11) 596
...

```

Abbildung 11: Tabellarische Eingabe von Windlasten

Das Gebäude ist ca. 14,30 m unter GOK (neu) auf dicht bis sehr dicht gelagerten tertiären Sanden flach gegründet. Darunter steht Mergel mit nahezu fester Konsistenz und anschließend eine zweite Sandschicht an. Das Fundament hat die Grundrissabmessungen von ca. 50x50 m und eine Dicke von 3,50 m in der Mitte, die sich auf 1,80 m am Rand verjüngt. Aufgrund der relativ großen Ausdehnung ist ein tief reichender Einfluß der setzungswirksamen Spannungen sowie ein weiträumiges Ausbilden einer Setzungsmulde zu erwarten. Gemäß dem Konzept des Tragwerksplaners sollen die Wände im Bereich des Hochhauses sowie die anschließende Tiefgarage im 1. und 2. UG fugenlos ausgebildet und monolithisch miteinander verbunden werden (vgl. Abbildung 3).

Dies lässt eine Bodenplattenbemessung auf Basis des Bettungsmodulverfahrens als unzureichend erscheinen. Hinzu kommt die Problematik der Festlegung eines die Setzungen möglichst realistisch wiedergebenden Bettungsmoduls. Daher wurde eine genauere Berücksichtigung der Umgebung und des Baugrundes mittels HASE vorgenommen. In Abbildung 12 ist der Verlauf der Setzungsmulde qualitativ dargestellt. Bei der Berücksichtigung des Halbraums wird rechnerisch eine Ersatzsteifigkeit angesetzt. Dazu wird von HASE mit δ_{ik} -Werten das Verformungsverhalten der Knoten an der Halbraumboberkante bestimmt und zu einer Steifigkeitsmatrix zusammengestellt, die anschließend in ASE eingebunden wird.

Die Volumenelemente in Abbildung 12 werden bei der Spannungsauswertung im Halbraum, die ebenfalls mit HASE durchgeführt wird, auf Anforderung erzeugt. Für Berechnungen mit elastischer Bettung wurde ein hieraus abgeleiteter konstanter Bettungsmodul von 10 MN/m^3 in Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Halbraumberechnung und den Setzungsberechnungen des Bodengutachters verwendet.

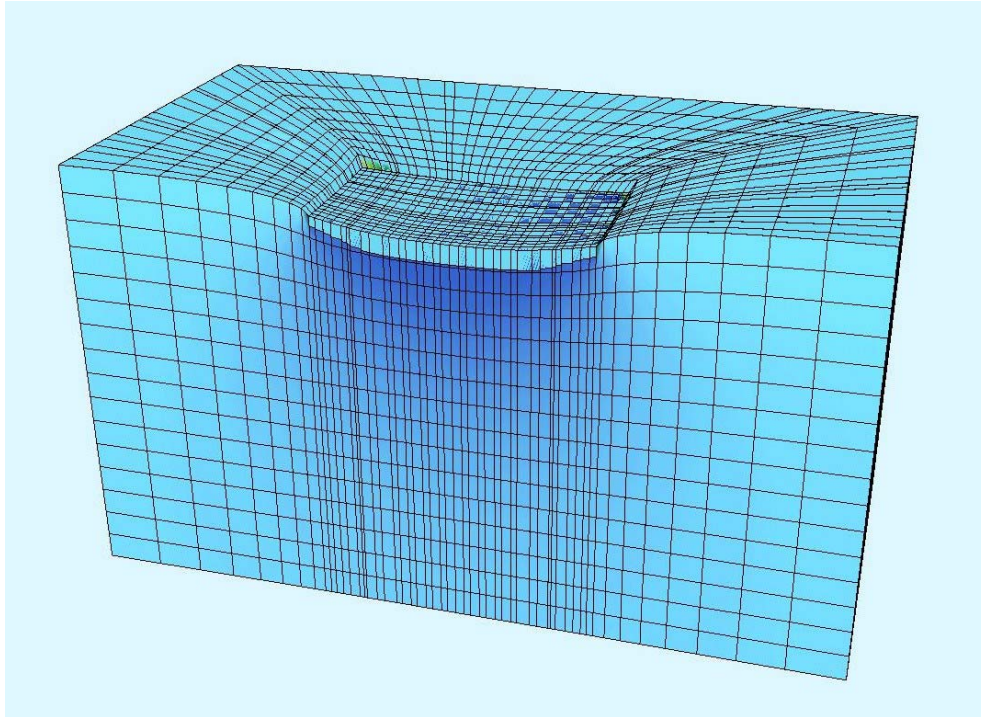


Abbildung 12: Fundament im Halbraum mit verformter Halbraumoberkante

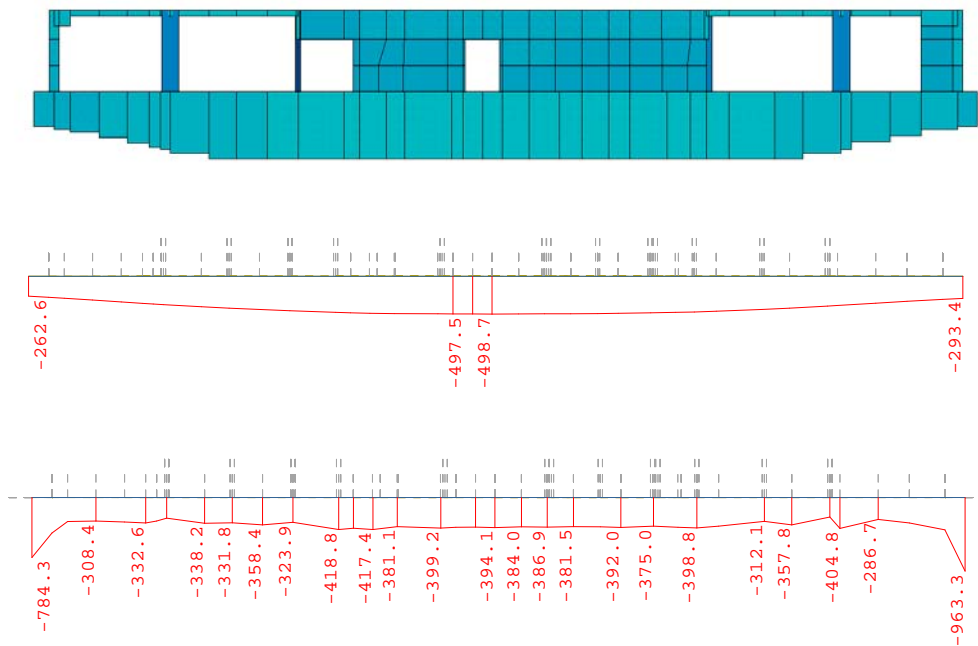


Abbildung 13: Gegenüberstellung Bodenpressung aus elastischer Bettung (obere Kurve) und Halbraumberechnung (untere Kurve)

Im Rechenmodell können die Varianten ‚elastische Bettung‘ und ‚elastischer Halbraum‘ - nach Bedarf mit Parametern gesteuert - berechnet werden. Zum Vergleich sind oben die Bodenpressungen beider Varianten gegenüber gestellt (Abbildung 13). Es zeigt sich bei der Halbraumberechnung an den Fundamenträndern eine deutlich höhere Bodenpressung als bei elastischer Bettung. Durch die Spannungsausbreitung ist der Randbereich effektiv steifer als der Innenbereich. Aus der höheren Randspannung resultiert eine etwas stärkere Biegebeanspruchung der Bodenplatte.

Schon früh zeichnet sich ab, dass eine Berechnung des Systems als ‚Eingussmodell‘ völlige falsche Beanspruchungsverhältnisse widerspiegelt! Was interessiert es z.B. eine Stütze im 37. OG, wie sich mittlerweile die Bodenplatte aus den Eigengewichtslasten des Gebäudes vom 3. UG bis 36. OG gekrümmt hat? Es muss also der Bauablauf simuliert werden. Dies ist in ASE mittels der Verwendung von Primärzuständen möglich (Satz: SYST PLF ...und Satz GRUP zur teilweisen Aktivierung der Elemente). Das Gebäude wird also in 9 Schritten ausreichend genau aufgebaut:

Bodenplatte – 3 UG – E+5 – E+10 – E+15 ...E+38 (Abbildung 14).

Bei der Einteilung der finiten Elemente in Gruppen (GENF) ist dies zu beachten.

Die Bodenplatte hat mit 170 MN Gewicht einen Anteil von 24% des gesamten Rohbaugewichtes und soll aus dem Eigengewicht keine Beanspruchungen erhalten. Daher wird im ersten Bauabschnitt (Betonieren der Bodenplatte) die Steifigkeit der Bodenplatte stark reduziert. Die an die Elemente der Bodenplatte geknüpfte Bettung (horizontal; zusätzlich vertikal im Modell mit Bettungsmodulverfahren) wird im Gegenzug entsprechend erhöht (Abbildung 15). Alternativ kann man die Bodenplatte auch ohne Eigengewicht belassen, den Setzungseinfluss auf die Umgebung vernachlässigen und bei der Setzung der Bodenplatte die Aushubentlastung berücksichtigen. Zu diesem Zeitpunkt ist es ohnehin schwierig, eine zutreffende Setzung zu ermitteln. Durch den Aushub entstehen zunächst Bodenhebungen. Ein linearer Zusammenhang zwischen Last und Setzung stellt sich erst ein, wenn die Aushubentlastung durch die Gebäudeauflast wieder überdrückt wird. Vom Bodengutachter wurde bei der Ermittlung der wahrscheinlichen Setzungen 2/3 der Aushubentlastung von den rechnerischen Bodenpressungen als nicht setzungswirksam abgezogen.

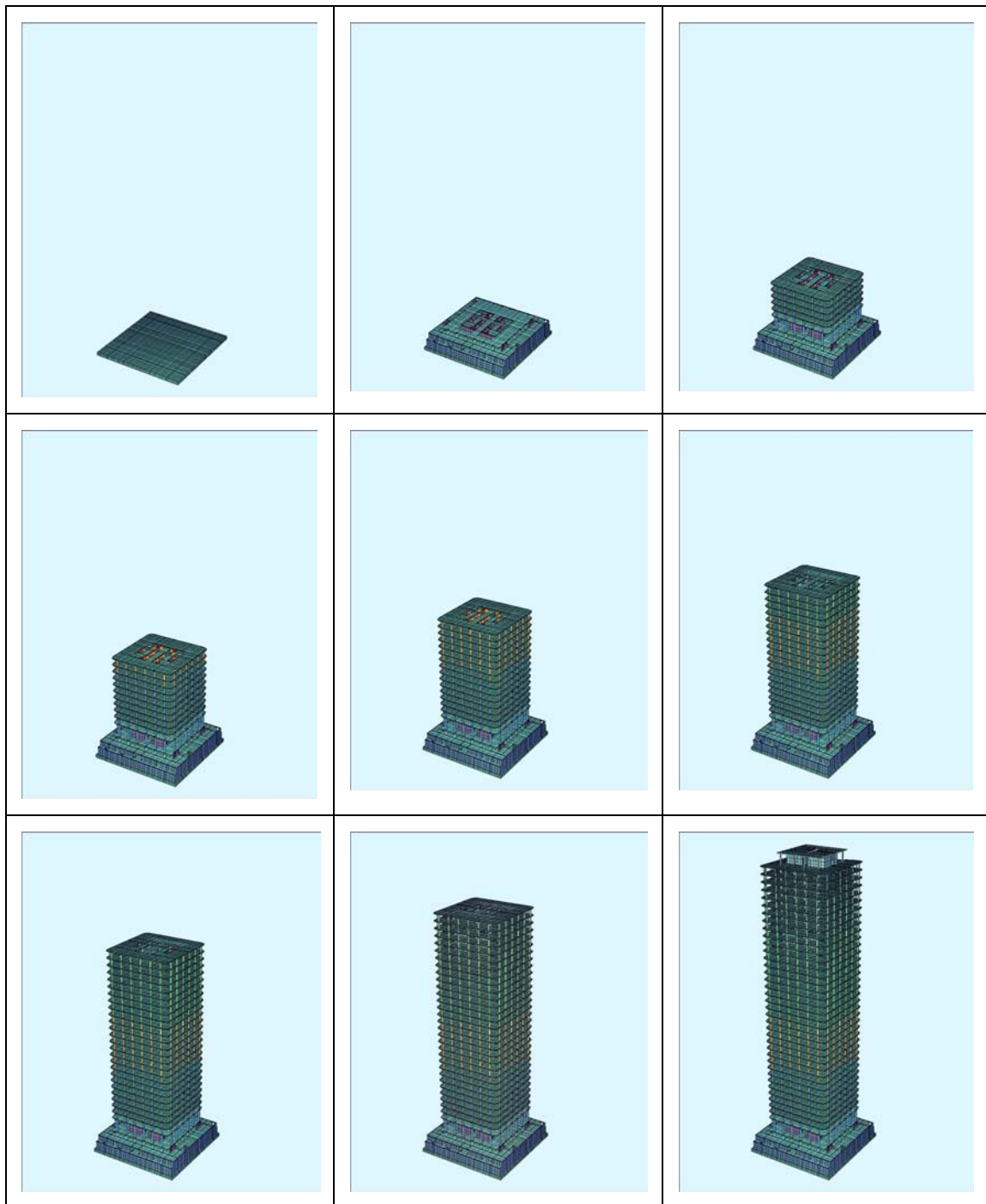


Abbildung 14: Rechnerische Bauzustände bis zur Rohbaufertigstellung

Berechnung in hochhaus_ase2.dat:

```
+PROG GENF -e-d      $ Kompensation der Steifigkeitsminderung Bodenplatte
KOPF P0108-Hines $(modell)
KOPF Kompensation der Steifigkeitsminderung Bodenplatte
ECHO VOLL,MAT,GRUP nein,ja,ja
TXA Faktor Bettungserhöhung (Kompens. Steifigkeitsminderung Bodenpl.) 1/$(BoPI-PLF1)
SYST REST
BMAT 102 C $(BETT)*(1-$(halbraum))/$(BoPI-PLF1) CQ $(BETTQ)/$(BoPI-PLF1)
ENDE
```

Steuerparameter aus hochhaus_para.dat

```
#define modell=.....(Kopfzeile)
#define BoPI-PLF1=1e-3      $ Faktor für Steifigkeit Bodenplatte im Prim.LF 1 (betonieren)
                           $ 0=deaktiviert ...1e-3
#define BETT=10000         $ Bettung vertikal [kN/m3]
#define BETTQ=1000        $ Bettung horizontal [kN/m3]
#define HALBRAUM=1        $ Umgebung für Halbraum erzeugen 0/1
```

Abbildung 15: Spannungsfreie Verformung der Bodenplatte unter Eigengewicht

Es zeichnen sich bereits nach geringem Baufortschritt örtliche rechnerische Spitzenbeanspruchungen ab. Diese treten insbesondere bei Wänden und vor allem an den Ecken der Kerne im 3. UG auf. Am Gesamtmodell wird dies sehr schnell sichtbar, da die Verformungen der Bodenplatte direkt in die Wand eingepreßt werden (Abbildung 16). Solche Wände wurden soweit möglich durch nichttragende Wände ersetzt, die erst eingebaut werden, wenn ein Großteil der Setzungen bereits abgeklungen ist. In der Modellbildung mit CADINP können diese Elemente relativ einfach entfernt werden, indem sie am Ende der GENF-Eingabe - optional mit Parameterabfrage - mit dem Satz QUAD und negativen Elementnummern angesprochen werden. Auch der Block für Wandöffnungen kommt zur Anwendung.

Die anschließenden Bauteile der Tiefgarage werden zunächst nicht starr mit dem Hochhaus verbunden. Statisch bestimmt gelagerte Schlepplplatten verringern Zwängungen aus den Setzungen im Bauzustand. Auch die aufgehenden Bauteile werden erst später monolithisch verbunden.



Abbildung 16: Ungünstig beanspruchte Wände

Ein weiterer Problempunkt zeichnet sich bei den Stützen im Anschluss an die Bodenplatte ab (Abbildung 17). Bei einem Fußdrehwinkel φ von ca. $1/450$ ergeben sich für die Stützen $b/d = 90/90$ cm Zusatzmomente von ca. 3400 kNm. Ein Übergang in den Zustand II ist wegen der hohen Auflast von ca. 13,5 MN nicht zu erwarten. Ein Abbau der Momente erfolgt nicht, da sich die Krümmung der Bodenplatte z.B. durch Kriechen noch erhöht. Die Fußverdrehung ist durch Lasteinwirkung bedingt und in voller Höhe für die Bemessung heranzuziehen. Bei den Außenwänden wird ein Übergang in Zustand II durch Abminderung der Steifigkeit von Hand berücksichtigt.

Durch die geringere Setzung der Stützen gegenüber den Kernen (bis zu 15 mm) findet außerdem eine erhebliche Lastumlagerung vom Kern in die Stützen statt.

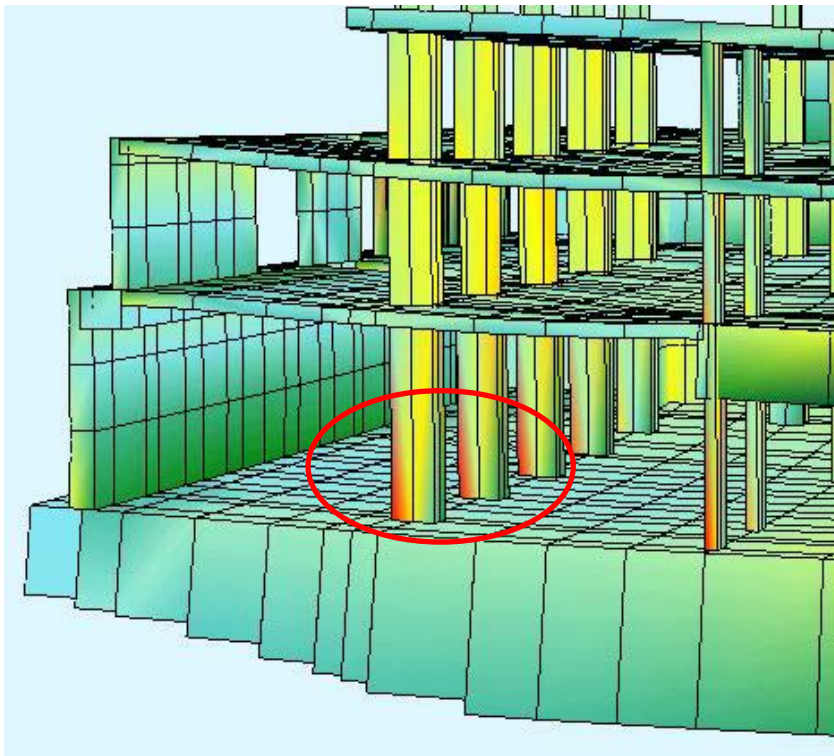


Abbildung 17: Stützenfuß

Eng verbunden mit diesem Problem sind die Spannungskonzentrationen an den Kernwandecken (Abbildung 18, Abbildung 19). Die Verkrümmung der Bodenplatte längs und quer zu den Wänden hat auch in diesem Bereich einen nicht unbedeutenden Einfluss. Der Gesamtquerschnitt der Kerne wäre unter der Voraussetzung eben bleibender Querschnitte (Ersatzmodell Stabwerk) ohne weiteres als ausreichend tragfähig nachzuweisen und zu bemessen. In den Untergeschossen gilt diese Voraussetzung aber nicht mehr! Im Bereich der Kernwandecken ist infolge der Spannungsspitzen eine Bemessung auf Basis einer elastischen Schnittgrößenermittlung nicht mehr möglich. Die Tragreserven in den übrigen Wandbereichen lassen es jedoch zu, Spannungen von den Eckbereichen weg in die weiter zurückliegenden Wandbereiche umzulagern. Dies erfolgt sowohl durch Kriechverformung als auch durch Plastifizieren. Die Kriechumlagerungen werden unter ständigen Lasten und unter dem Ansatz erhöhter und nach Spannungsniveau differenzierter Kriechbeiwerte ermittelt. Weitere Umlagerungen erfolgen durch Plastifizieren des Betons. Mit nichtlinearem Materialansatz für Stahl und Beton kann

die Tragfähigkeit der Kernwände unter 1,75-facher Maximallast bei Einhaltung der zulässigen Bruchdehnungen nachgewiesen werden. Die Verformung der Bodenplatte ist in den jeweiligen Berechnungsansätzen mit der zugehörigen Last zu berücksichtigen. Das Kriechvermögen der Kernwändecken wird zusätzlich betontechnologisch durch eine Erwärmung des Betons um ca. 30 K erhöht.

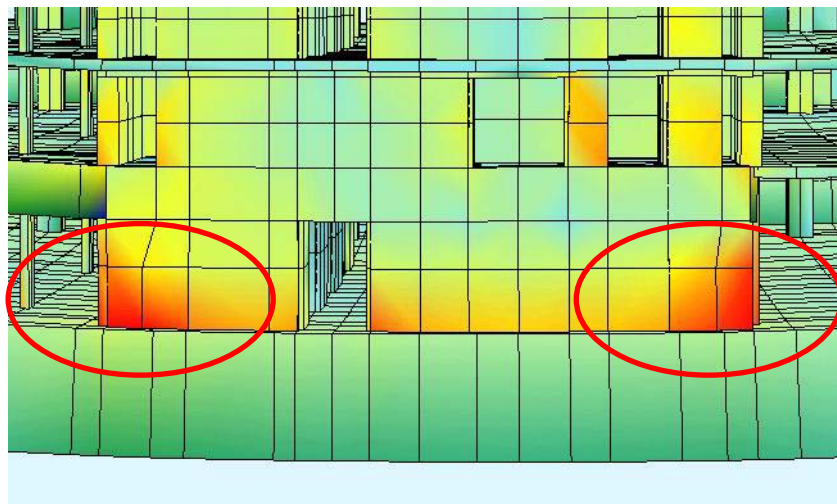


Abbildung 18: Kernwändecken Gesamtmodell

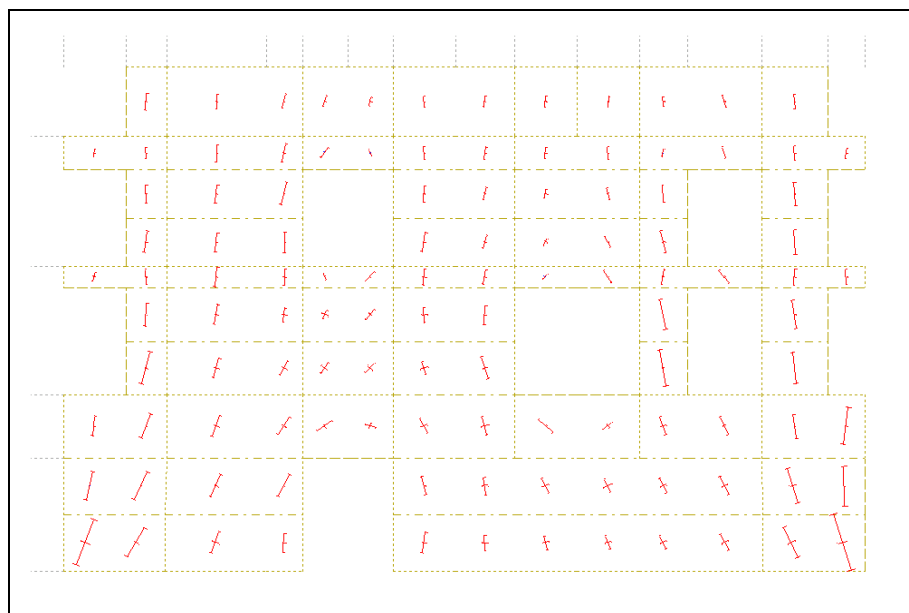


Abbildung 19: Hauptmembrankräfte an den Kernwändecken im Gesamtmodell

Der Detailnachweis zur Tragfähigkeit der Kernaußenwände wird an einem relativ kleinen Modell geführt, bei dem die kritischen Bereiche stärker verfeinert werden und die vorgesehene Bewehrung angegeben wird (Berücksichtigung der Umlagerungen beim Plastifizieren!). Die Bodenplatte ist hier mit Volumenelementen abgebildet, um näherungsweise zusätzlich das günstig wirkende ‚Eindrücken‘ der Wand zu berücksichtigen (Abbildung 20). Die Spannungen breiten sich in der Bodenplatte aber sehr schnell aus, sodass dieser Effekt keine große Bedeutung hat.

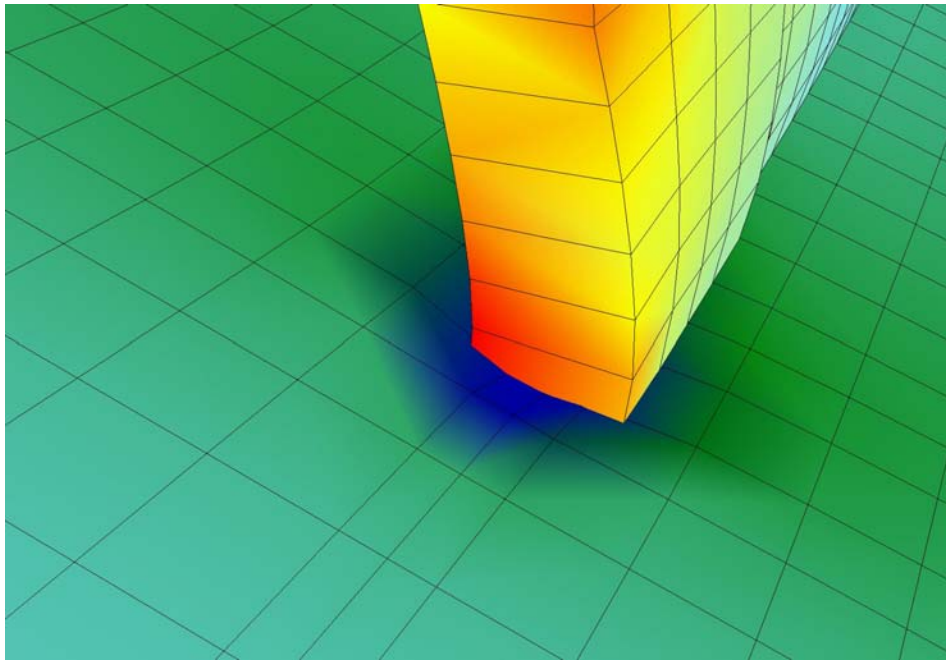


Abbildung 20: Kernwandecke Detailmodell Wandfuß

Biegebeanspruchungen in den Wänden und Stützen ergeben sich nur, wenn die Stäbe nicht gelenkig an die Decke angeschlossen sind und die QUAD-Elemente der Wand die Plattentragwirkung beinhalten. Sie sind in der Bemessung der Bauteile jedoch zu berücksichtigen, auch wenn sie nicht erwünscht sind. So sind als Grenzbetrachtungen verschiedene Varianten zu untersuchen: Für die Stützen ist es ungünstiger, wenn die Verformungen (Deckendrehwinkel!) aus Wind und Temperatur eingeprägt werden, für den Kern ist es ungünstiger, wenn die Stützen nicht mitwirken. Bei den Decken wiederum kann es angesagt sein, die Decken gelenkig an die Kernwände anzuschließen, um günstigere Verhältnisse für das Kletterverfahren mit vorauslaufendem Kern zu schaffen. In Wirklichkeit wird jede Decke, wenn auch nur teilweise, in die Wand eingespannt sein. Je nach Modell ändern sich die Belastungen für die einzelnen Bauteile. (Vgl. hierzu auch Abbildung 6.)

Der Kernquerschnitt des Hochhauses besteht aus 4 Einzelkernen, die untereinander mit Unterzügen (sog. Koppelriegeln) schubsteif miteinander verbunden sind. Diese werden als Scheibenelemente modelliert. Zum Vergleich wird auch eine Variante ohne Koppelriegel gerechnet. In Abbildung 21 sind die Biegemomente bezüglich des Kernschwerpunktes von Kern 1 (Süd-westl. Kern) dargestellt. Deutlich zu sehen ist der Momentensprung im Übergang von Zone 3 auf Zone 2, der aus den Horizontallasten der Schrägstützen resultiert.

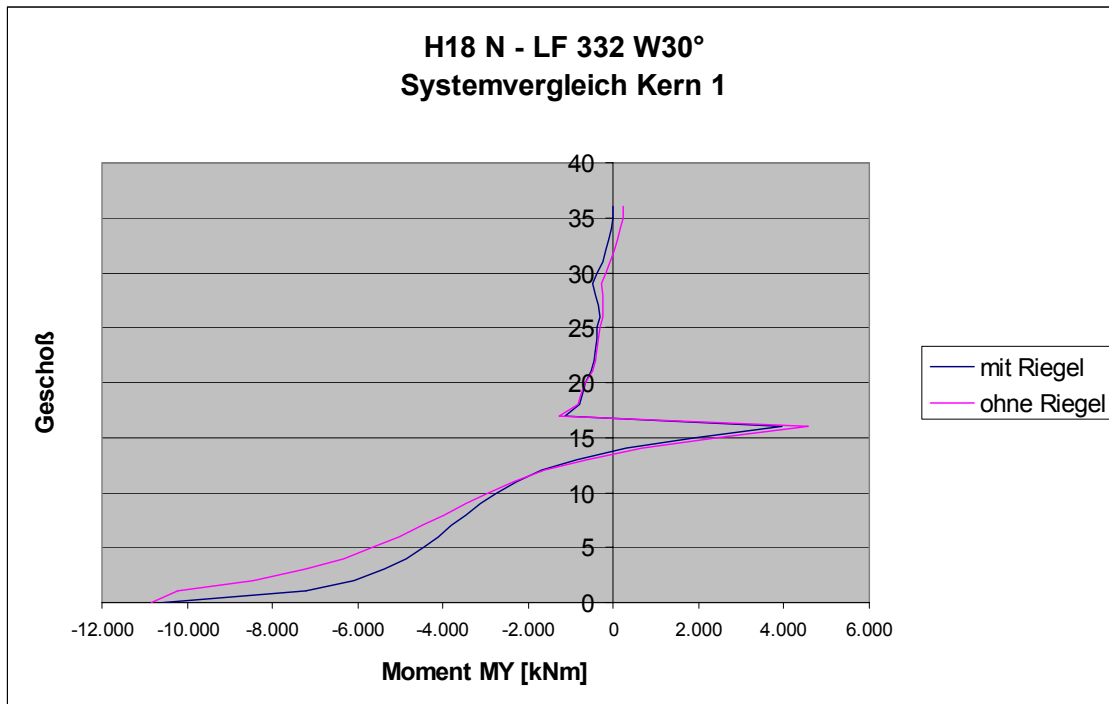


Abbildung 21: Biegemoment Kern 1 im Lastfall Wind Nord-Nord-Ost (30°), mit / o. Koppelriegel

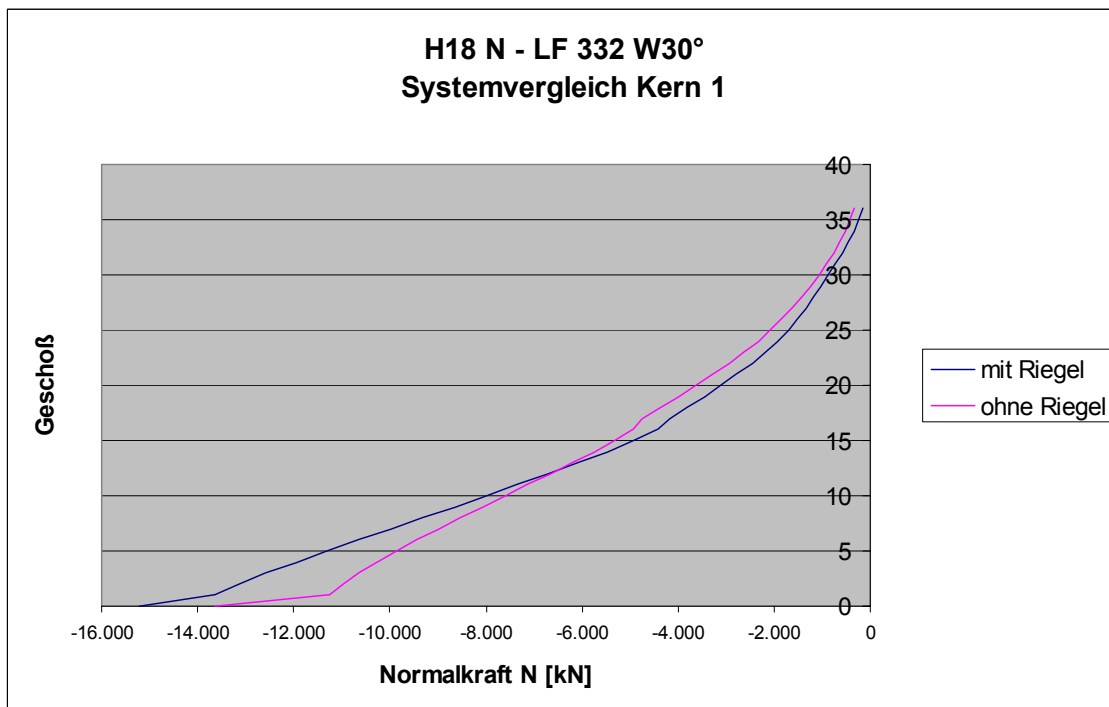


Abbildung 22: Normalkraft Kern 1 im Lastfall Wind Nord-Nord-Ost (30°), mit / o. Koppelriegel

Abbildung 22 enthält den Normalkraftverlauf im Kern. Der starke Zuwachs im EG resultiert aus einer durchgehenden Wandscheibe in diesem Geschöß. Die Decken zwischen den Kernen sind in beiden Fällen biegesteif an die Wände angeschlossen und damit verbleibt auch bei Entfall der Koppelriegel ein Rest an Schubsteifigkeit im Modell. Das Gebäude wird stockwerksweise errichtet. Die Decken sind auch in Wirklichkeit steif an die Kernwände angeschlossen. In anderen Fällen müsste ein gelenkiger Anschluss gerechnet werden.

Die Innenstützen in der Zone 2 erhalten im Geschöß E+17 die höchsten Stützenlasten des gesamten Gebäudes. Entsprechend hoch sind die örtlichen Beanspruchungen im Krafteinleitungsbereich (Abbildung 23). Durch die horizontalen und vertikalen Kraftkomponenten wird die Wand in ihrer Ebene und auf Biegung beansprucht. Die Stützen erhalten aus dem Auflagerdrehwinkel Haupt- und Quermomente. Hier sind Detailbetrachtungen erforderlich. Die Kräfte werden über Stahleinbauteile von den Stützen in die Decke und die Wände eingeleitet.

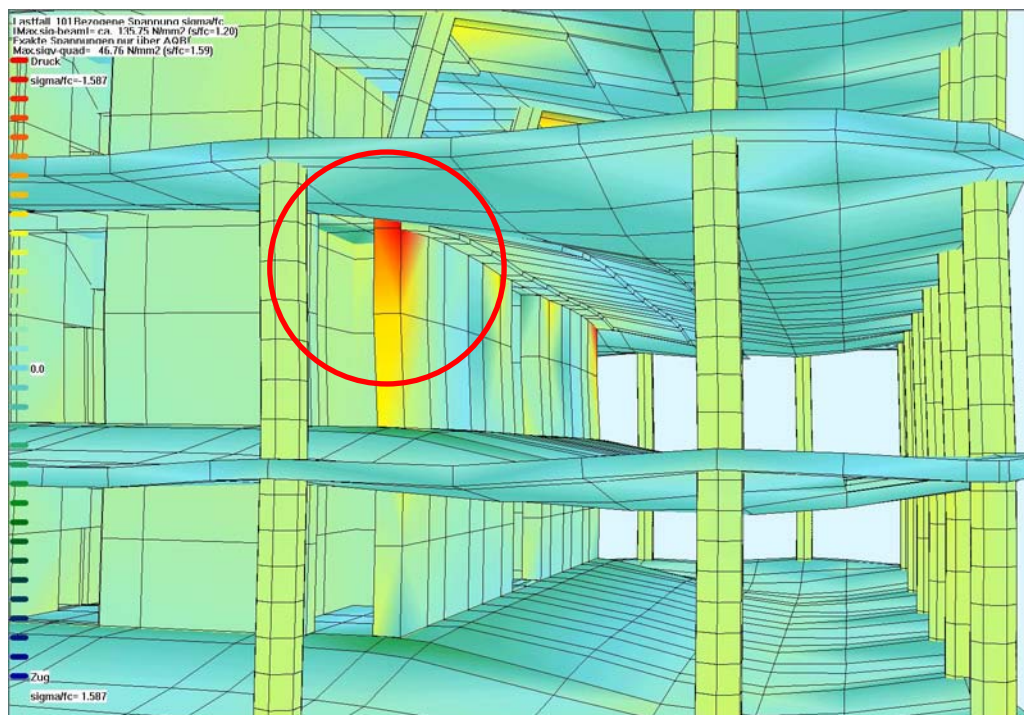


Abbildung 23: Verformungen am Auflager der Schrägstützen

Die horizontalen Umlenkkräfte der Stützen führen zu einem deutlichen horizontalen Verformungszuwachs (Abbildung 24) und entsprechenden Scheibenkräften in diesen Geschößen.

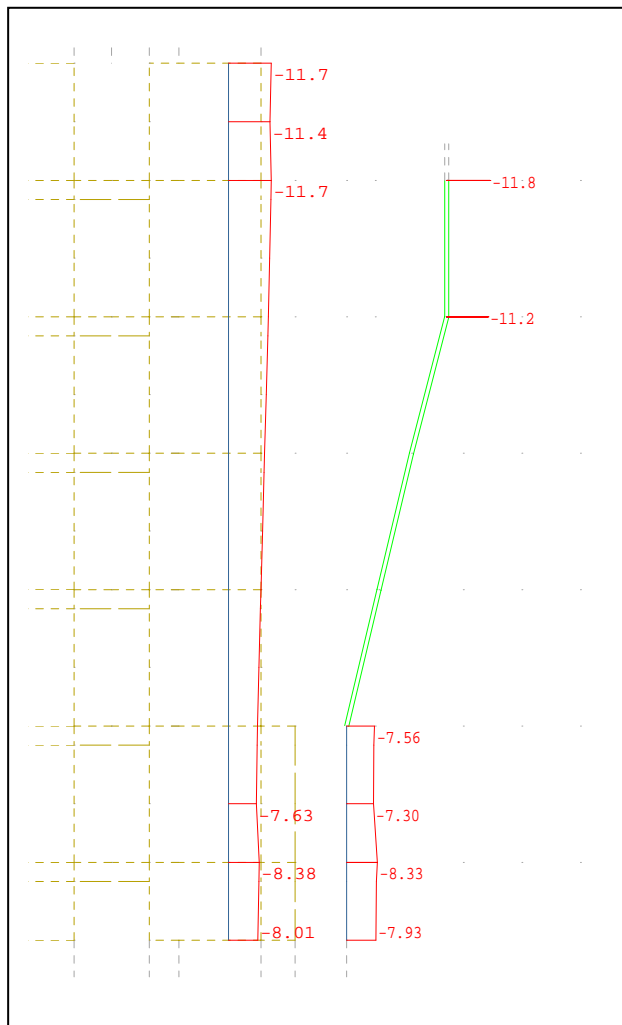


Abbildung 24: Horizontalverschiebung im Bereich der Schrägstützen Lastfall Volllast

Die Langzeitverformungen sind bei einem derartigen Gebäude nicht zu vernachlässigen. Diese liegen durchaus im Bereich mehrerer Zentimeter. Das Programm ASE kann das Schwinden und Kriechen der Betonbauteile berücksichtigen. Dazu werden die elastischen Dehnungen mit einer Zusatzdehnung beaufschlagt, ohne jedoch die Spannungen zu erhöhen. Dies kann je Gruppe differenziert angegeben werden. Gegebenenfalls ist hier bereits bei der Gruppenbildung in GENF Rücksicht zu nehmen, weil z.B. Stützen ein anderes Kriechverhalten aufweisen als Kernwände (vgl. hierzu auch Punkt 6.2, Anwenderwünsche). Die Bewehrung wird bei elastischer Berechnung nicht berücksichtigt. Insbesondere bei Stützen kann dies zu deutlich verringertem Kriechen führen. Hierzu könnte das Programm AQB zwischengeschaltet werden. Vom Verfasser wurde die Betrachtung des Kriechens im Bauzustand mit ASE berücksichtigt. Das Kriechen nach Rohbaufertigstellung wurde unter Berücksichtigung des Bewehrungsgehaltes mit EXCEL-Tabellen ermittelt. Im Vergleich zum Endkriechen ist das Kriechen während des Bauzustands gemäß den Ansätzen in der DIN 4227 relativ gering. Die ganze Berechnung hat natürlich deutliche Unschärfen, da der gewählte Zement nicht unbedingt mit dem verwendeten übereinstimmt und sowohl Betonzusatzmittel als auch Nachbar-

handlung einen großen Einfluss haben. Auch in den Zeitabläufen können sich Änderungen ergeben.

Wenn sich die Stützen weniger als der Kern verformen, kommt es zu Zusatzlasten bei den Stützen. Durch geeignete Wahl der Querschnitte und Bewehrungsgehalte kann das Verformungsverhalten gesteuert werden.

Durch den Wechsel von Stahlbeton- auf Verbundstützen in Zone 1 ergab sich bei den Außenstützen eine deutlich geringere Verformung als bei den Kernen. In Abbildung 25 sind exemplarisch die Verformungen von Kern (untere Linie) und Außenstützen nach Rohbaufertigstellung dargestellt. Bei den Verbundstützen werden zwei Varianten untersucht: Ansatz von Kriechen und Schwinden (mittlere Linie) und im Vergleich dazu die Vernachlässigung von Kriechen und Schwinden (obere Linie). Die Differenzverformung zwischen Kern und Stützen kann über Stabdehnungen in die Stützen eingepreßt und so die Zusatzlast in den Stützen ermittelt werden.

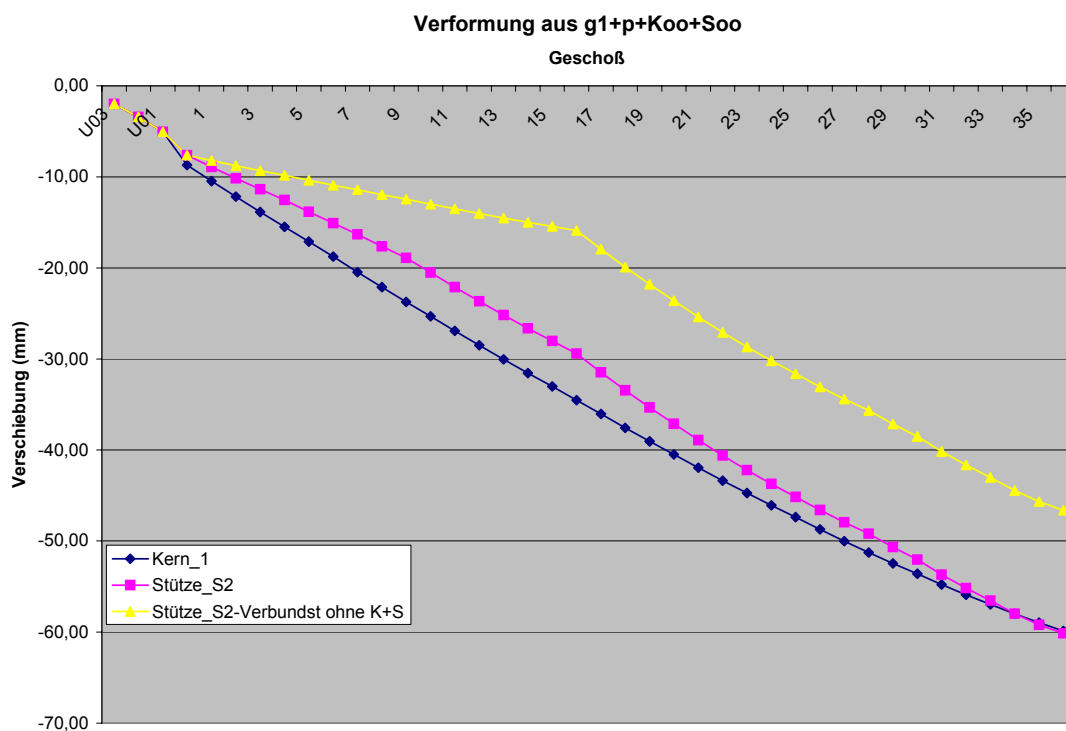


Abbildung 25: Verformungen Kern und Außenstützen nach Rohbaufertigstellung

4.3 Postprocessing (Ergebnisdarstellung und Auswertung)

Die allererste Auswertung der Rechenergebnisse erfolgt mit dem Programm ANIMATOR. Dieses Programm bietet einen schnellen Überblick über das System und sein Tragverhalten.

Zur Darstellung und Kontrolle der Struktur bieten sich die Programme GRAF und WinGRAF an. Mit GRAF können die Füllmuster leichter vorgegeben werden und bleiben gleich, auch wenn die vorhandenen Wertebereiche variieren. Das Hilfsprogramm

AUTOBOX.EXE automatisiert die Einteilung der Struktur in einzelne Auswahlboxen (Wände, Decken) die in GRAF und auch WinGRAF verwendet werden können. Vorwiegend kommt WinGRAF zum Einsatz, wobei sich wiederholende Eingaben (z.B. Niveau-Symbole) in der Eingabedatei *.gra von Hand eingetragen werden. Die aktuelle Version unterstützt das Übertragen von Eigenschaften (z.B. geänderte Auswahlbox, Schrift, Ergebnistyp, etc.), sodass sehr rasch Ergebnisse dargestellt und über mehrere Seiten hinweg angepasst werden können. Sehr hilfreich ist das Zusammenspiel von WinGRAF und ANIMATOR, wenn zum Beispiel Beanspruchungsverhältnisse im Inneren der Struktur visualisiert werden sollen: Die Elementauswahl im WinGRAF wird vom ANIMATOR übernommen und umgekehrt die Auswahl des Beobachterstandpunktes.

Nur das Programm GRAF kann bisher Ergebnisse an Schnitten der BRIC-Elemente darstellen. Diese werden zur Auswertung der vertikalen Spannungsausbreitung im Halbraum benötigt.

Ein weiteres sehr wichtiges Hilfsmittel ist das Programm SIR. Mit SIR können Schnitte in der Struktur erzeugt und die Schnittgrößen am Schnittufer zu Stabschnittgrößen zusammengefasst werden. Die freigeschnittenen Schnittgrößen werden grafisch dargestellt. Zu beachten ist hierbei, dass die Schnittgrößen immer auf die in SIR angegebene Stabachse bezogen werden. Um aussagekräftige Schnittgrößen zu erhalten, muss die Stabachse in den Schwerpunkt des geschnittenen Querschnitts gelegt werden. Die Ergebnisse können mit Excel weiterverarbeitet werden. In Abbildung 26 ist exemplarisch der Normalkraftverlauf und in Abbildung 27 der Momentenverlauf über den Gesamtquerschnitt von EG bis 37. OG angetragen. Dies kann zur Kontrolle der Plausibilität der Ergebnisse sowie zur Lastkontrolle verwendet werden.

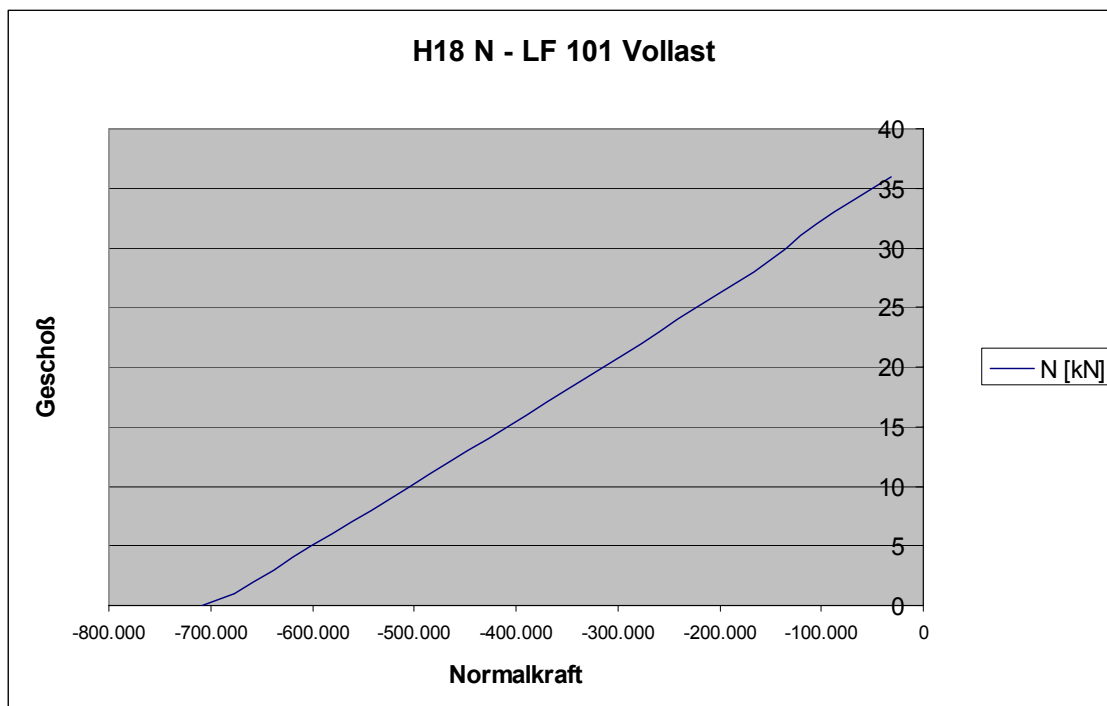


Abbildung 26: Normalkraftverlauf im Lastfall Vollast, Schnitt durch Gesamtquerschnitt

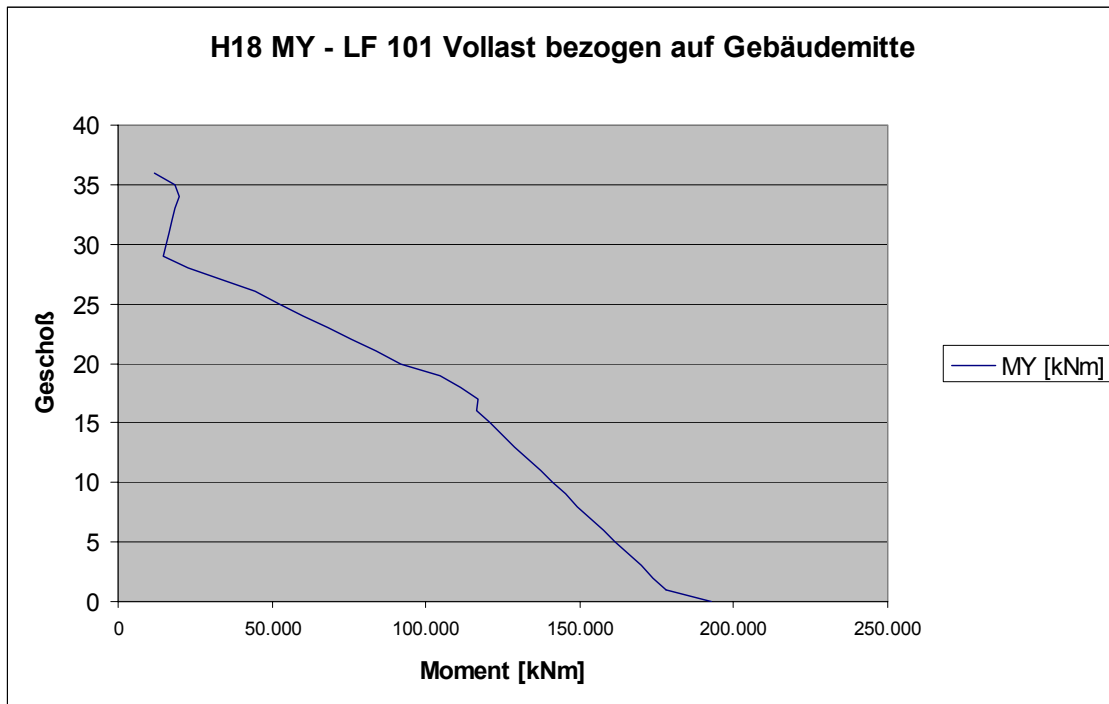


Abbildung 27: Momentenverlauf bzgl. geom. Mittelpunkt im Lastfall Volllast, Schnitt durch Gesamtquerschnitt

Mittlerweile werden die Schnitte und Ergebnisse von SIR auch in der Datenbasis gespeichert und von WinGRAF am Stab lagerichtig dargestellt. In WinGRAF können auch SIR-Schnitte definiert, in der Datenbasis gespeichert und anschließend mit SIR berechnet werden. Exemplarisch sind in Abbildung 28 die Schnittgrößen am Kern 1 infolge Windbeanspruchung dargestellt. Der Bezugspunkt des Schnittes ist an den jeweiligen Schwerpunkt des Kerns angepasst.

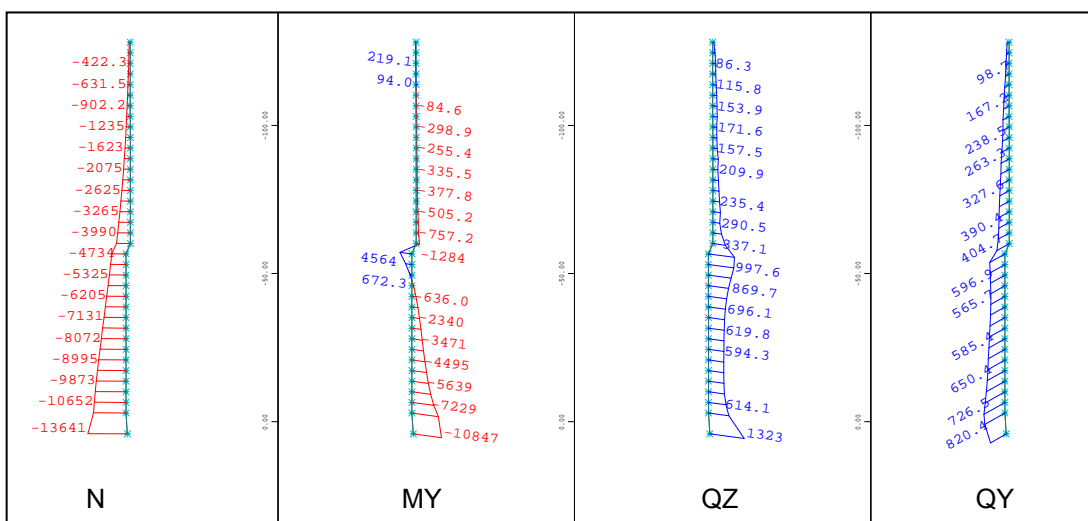


Abbildung 28: Darstellung SIR-Schnitte am Kern 1 mit WinGRAF (hier Wind Nord-Nord-Ost (30°))

Die Programme DBVIEW und DBPRIN erstellen selektive Ergebnislisten. Unter anderem ist ein gezielter Zugriff auf Knoten- und Elementergebnisse möglich. Gruppennummern und Auswahlboxen schränken die Auswahl ebenfalls ein. Das interaktive Programm DBVIEW kann eine Ausgabe in EXCEL-geeignetem Format erstellen.

Die Summe der Lasten wird von ASE im Ergebnis ausgegeben, kann aber auch schnell und übersichtlich mit DBINFO geprüft werden.

Die Bemessung der Wände und der Bodenplatte erfolgt mit dem Programm BEMESS. An einzelnen Stellen sind manuell Detailnachweise zu führen (z.B. Wandversprünge). Die Decken werden hinsichtlich Biegebeanspruchung und Scheibenbeanspruchung untersucht. Die Bemessung der Decken erfolgt wegen des Rippendeckensystems und wegen den im Gesamtmodell vorgenommenen Vereinfachungen an gesonderten Plattenberechnungen. Die Ergebnisse aus dem Gesamtmodell werden hierbei berücksichtigt.

Die Stützen wurden mit dem Programm AQB bemessen. Dieses findet ebenfalls Anwendung bei der Bemessung der Koppelriegel, deren Schnittgrößen mit SIR ermittelt werden.

5 VERGLEICH GESAMTMODELL UND ZUSAMMENGESetzte STRUKTUR

Bei der Berechnung von komplexen Tragstrukturen führt sowohl das Auflösen der Struktur in Teilstrukturen als auch die Berechnung der Gesamtstruktur zum Ziel. Beide Verfahren haben Vor- und Nachteile. Diese sind nachfolgend in Tabelle 1 gegenüber gestellt. In beiden Fällen ist eine sorgfältige Arbeit des Ingenieurs zur Berücksichtigung der maßgeblichen Einwirkungen und der daraus resultierenden Beanspruchungen erforderlich. Die Ergebnisse müssen kritisch betrachtet werden, um Anwender- wie auch Programmfehler zu erkennen.

| Gesamtstruktur | Zusammengesetzte Struktur |
|--|--|
| Komplexes räumliches System | Übersichtliche kleine ‚Standardsysteme‘ mit fragwürdiger Abbildung der Realität (z.B. Ebenbleiben von Querschnitten ist nicht immer gegeben) |
| Aufwendige Eingabe der Struktur | Viele Teilsysteme |
| Beanspruchungen werden ‚systembedingt‘ offensichtlich | Viele verschiedene Modelle müssen miteinander ‚verträglich‘ werden |
| Lastfallüberlagerungen im System | Manuell Lasten ermitteln und verfolgen |
| Begrenzt flexibel bei Systemänderungen, aber dafür durchgängig | Systemänderungen werden teilweise nur örtlich betrachtet und nicht weiterverfolgt |
| Detailbetrachtungen erforderlich (Decken) | Die Herstellung der Verträglichkeit der Teilsysteme bedingt viele Sonderbetrachtungen |
| Verschiedene Modellvarianten (z.B. Decken eingespannt / gelenkig) geben rasch Gesamtergebnis | Berücksichtigung jeweils ungünstiger Systeme kann zu unwirtschaftlichen Ergebnissen führen |
| Lange Rechenzeiten für das komplette Modell-dafür aber fertige Endergebnisse | Schnelle Berechnung der Teilsysteme - dafür aber manuelle Ermittlung der Einwirkungen und verfolgen der Auswirkungen |
| Probleme mit Programmfehlern, die erst bei großen Systemen auftauchen | Kleine ‚Standardsysteme‘ |

Tabelle 1: Vergleich der Berechnung des Hochhauses an der Gesamtstruktur und an der zusammengesetzten Struktur

Meist spielt auch der Planungsfortschritt eine Rolle bei der Wahl des Verfahrens: In der Entwurfsphase kommen relativ einfache Modelle zum Einsatz, weil überschlägige Ergebnisse ausreichen und kleine Modelle schnell Ergebnisse liefern. Diese Modelle werden mit dem Planungsfortschritt immer weiter verfeinert. Andererseits gibt ein Gesamtmodell sehr frühzeitig Einblick in Problembereiche, die für den Tragwerksentwurf nicht unerheblich sein können.

6 PROBLEME BEI DER TRAGWERKSANALYSE UND ANWENDERWÜNSCHE ZUM PROGRAMMSYSTEM

6.1 Probleme bei der Tragwerksanalyse

Die Berechnung der relativ großen Struktur und die Berücksichtigung vieler Effekte lotet natürlich auch die Grenzen des Programmsystems aus. Es bleibt nicht aus, dass Programmfehler, die bei einem kleinen Testbeispiel nicht zur Geltung kommen, nun plötzlich zu einem großen Problem werden, besonders wenn die Ergebnisse der Tragwerksanalyse aus Termingründen dringend benötigt werden. Die gute Zusammenarbeit mit der SOFiSTiK und auch die in der Regel sehr schnelle Lösung der aufgezeigten Fehler innerhalb weniger Tage sollen deshalb hier lobend erwähnt werden. Die Liste mit Problemen ist lang und über einen Zeitraum von einem Jahr entstanden. In den meisten Fällen sind die Probleme erledigt. So bietet die Liste anderen Anwendern einen Überblick über Verbesserungen am Programmsystem, spiegelt aber auch die Erkenntnis wider, dass Ergebnisse von Rechenprogrammen immer kritisch betrachtet werden müssen:

- a) Es wurden zwecks einfacherer Generierung alle Deckenknoten im Bereich der Wände nach oben transformiert. In WinGRAF wurden dann auch nicht benutzte Knoten angezeigt. Dies kann mittlerweile optional gewählt werden - zur Kontrolle der Eingabe kann es durchaus sinnvoll sein, auch unbenutzte Knoten zu sehen.
- b) Unbenutzte Knoten wurden aus oben genanntem Grund mit ‚knopru.exe‘ (nur als Windows-Version vorhanden) gelöscht. Weil die größte Knotennummer gelöscht war, hatte das Programm HASE Probleme, die richtigen Knoten zu finden: Durch Anbringen einer ‚Antenne‘ unter Benutzung der größten Knotennummer konnte dies umgangen werden (Mittlerweile können auch ‚Hochhäuser ohne Antenne‘ berechnet werden!).
- c) HASE war bei der Eingabe der Bettungsprofile darauf fixiert, dass POSZ nach unten zu zeigen hat. Das System war aber entsprechend den Bauwerkskoordinaten mit POSZ nach oben generiert. Das System wurde gespiegelt. Dies ist mittlerweile geändert. Sicherheitshalber wird der Verfasser POSZ immer nach unten laufen lassen.
- d) Die Berechnung mit dem Gauß-Gleichungslöser erzeugte eine Steifigkeitsmatrix mit 4 GB: In Verbindung mit dem LINUX-Filesystem ‚ext3‘ war an der 2 GB-Dateigröße Schluss. Das System konnte mit dem iterativen Solver schneller und mit kleineren Dateien berechnet werden. Mittlerweile können mit den 21er Programmversionen auch Dateien größer als 2 GB verarbeitet werden.
- e) Die sehr angenehme Ergebnisausgabe für URSULA funktionierte anfangs unter Linux ‚psu‘ nicht. Mittlerweile geht das problemlos: Parameter ‚d‘ beim ‚psu‘-Aufruf oder einfach die Variable PSJOBPAR=-D in der LINUX-Umgebung.
- f) In WinGRAF wurden Knotenergebnisse von Elementen ausgegeben, die nicht in der Auswahlbox waren (z.B. Wandergebnisse, obwohl man die Decke wollte); dies ist behoben.

- g) Darstellung der Spannungen im Halbraum: Mit HASE kann man ein Volumenmodell des Bodens erzeugen lassen und anschließend in Vertikalschnitten („Tomogramm“) oder auf der Glasur die Spannungsverteilung grafisch ausgeben lassen. GRAF fand die Ergebnisse nicht. Die mit HASE erzeugten Horizontalschnitte konnten aber ausgewertet werden. Das Problem ist behoben.
- h) Bei LINUX und Windows sind die Voreinstellungen für die Bemessungsnormen unterschiedlich: bei Windows sind DIN-Normen voreingestellt gegenüber den Eurocodes bei den LINUX-Versionen. Daher müssen die Bemessungsnormen explizit vorgegeben werden, um die gewünschten Ergebnisse zu erhalten. Dies ist kein Programmfehler, sondern der Anwender hat dies einfach zu beachten. Woher dieser Unterschied kommt, ist auch SOFiSTiK schleierhaft. Merke: Voreinstellungen sind gut - explizite Definitionen durch den Anwender sind besser!
- i) In AQUA sollte die Betonstahlbewehrung bei den Stahlbetonstützen berücksichtigt werden (STEU BEWQ 2). Hier musste nachgebessert werden.
- j) Die Bemessung der Stützenquerschnitte (AQB) führte zwischendurch zu unzureichender Bewehrung, wenn in AQUA die Bewehrung in der Steifigkeit berücksichtigt wurde (s.o.).
- k) Wenn Stahlbauteile in einer Gruppe mit aktiviertem Kriechen enthalten waren, erhielten diese ebenfalls Zusatzverformungen. Dies kann mittlerweile gesondert gesteuert werden: Satz GRUP PHIS 0.
- l) Kommentare hinter Blockdefinitionen #DEFINE führen teilweise dazu, dass Blöcke nicht mehr eingelesen werden. WinPS und Linux-„psu“ verhalten sich hier unterschiedlich; Kommentare hinter #DEFINE wären aber sehr hilfreich.
- m) ASE erzeugt bei jedem Programmaufruf eine neue Steifigkeitsmatrix, die wieder neu triangularisiert wird, auch wenn am System nichts geändert wurde. Mit STEU SOLV 999 kann jetzt eine vorhandene Steifigkeitsmatrix wieder verwendet werden; ggf. ist als Stabelement STEU STAB 0 zu wählen.
- n) Der Versuch, mit DYNA zur Eigenfrequenzermittlung Lasten in Massepunkte umzuwandeln, scheiterte an „zu wenig Speicher“ (Problem wurde nicht weiter verfolgt).
- o) Programmabstürze: „program terminated“ – teilweise nicht nachvollziehbar, aber sehr ärgerlich, wenn der Job über Nacht laufen soll und am nächsten Tag die Ergebnisse fehlen. Dieses Problem kann viele Ursachen haben!
- p) Bei der Menge an Blöcken konnte man nicht mehr alle Module auf einmal rechnen, da der Puffer begrenzt ist (→ nur die nötigen Eingabedateien aktivieren).

Never touch a running system – dies ist hier leider nicht gelungen. Geplant war, das Programmsystem bis zum Abschluss des Projektes nicht zu ändern. Wenn Probleme auftauchen, dann müssen sie gelöst werden - und dazu muss eine neue Programmversion installiert werden.

6.2 Anwenderwünsche zum Programmsystem

Was gut ist kann noch besser werden!

- a) Gruppensteuerung: Die feste Einteilung in Gruppen von der Systemgenerierung an schafft immer wieder Engpässe: Entweder es müssen viele Gruppen erstellt werden, obwohl die Elemente sinngemäß in einer Gruppe sein könnten, oder es

gibt Engpässe bei der Diversifizierung von Eigenschaften der Elemente, weil die verfügbaren Gruppennummern ausgeschöpft sind. Ideal wäre zum Beispiel ein von der Elementnummer unabhängiges Attribut (Gruppenname).

- b) Bei der Angabe von Kriechbeiwerten besteht eine Bindung an die Gruppeneinteilung. Günstig wäre hier zusätzlich die Zuordnung der Kriecheigenschaften zu den Elementnummern.
- c) Aufwendig ist es auch, wenn nachträglich einzelne Bauteile entfallen sollen. Dies ist nur über die Gruppensteuerung möglich.
- d) Datenbasen gehen manchmal kaputt. Meist durch Programmabstürze. Für große Datenbasen wäre da ein Reparaturwerkzeug sinnvoll, das nicht darin besteht, die Datenbasis zu löschen und das System neu zu rechnen.
- e) Im Programm WinGRAF (das sich im letzten Jahr sehr positiv entwickelt hat!) wären objektorientierte Beschriftungen, Achsen, Schnitte und Niveausymbole sehr hilfreich, welche auch editierbar sein sollten.

7 RECHNER, RECHENZEITEN UND SPEICHERBEDARF

Das System wird von den Windows 2000-Arbeitsplätzen aus über einen remote-Zugriff auf einem SOFiSTiK-Anwendungsserver berechnet. Dieses Vorgehen bringt große Geschwindigkeitsvorteile, weil zum einen der LINUX-Rechner viel schneller als die Arbeitsplätze ist und zum anderen, weil die Arbeitsplätze nicht mit lang andauernden SOFiSTiK-Berechnungen belastet werden.

Hinweise zur Verwendung von LINUX als Betriebssystem:

Bisher sind nur die Rechenprogramme für Linux verfügbar. Interaktive Ein- und Ausgaben müssen unter Windows durchgeführt werden.

Jedoch kann ein LINUX-Rechner von einem Windows-Arbeitsplatz auch mit WinPS remote angesteuert werden. Dies erfolgt mit dem Aufrufparameter /cmd in der +prog-Zeile (Makro: <Strg+O>+<+>=Parameter setzen; <Strg+O>+<-> =Parameter entfernen).

Bei der Berechnung des Hochhauses „Uptown München“ wird jedoch vorwiegend der Programmaufruf über die LINUX-Kommandozeile und auch über batch-Aufrufe verwendet. Hierbei kommt das Programm PuTTY zur Anwendung, das einen shell-Client unter Windows bereitstellt. An der Konsole gestartete Programmläufe können leichter beendet werden, wenn Probleme auftauchen. Das Programmende wird mit einer Nachricht (skript) auf dem Bildschirm des Arbeitsplatzes mitgeteilt.

In Tabelle 2 sind die Systemdaten, der erforderliche Speicherbedarf und die Rechenzeiten für den eingesetzten LINUX-Rechner und zum Vergleich für einen aktuellen Arbeitsplatzrechner unter Windows zusammengestellt.

Rechnerdaten:

Linux-Anwendungsserver (zugleich Netzwerksver):

Dell Dual Xeon 2,0 GHz, 1024 MB RAM, Betriebssystem: Red Hat Linux 7.2 (Kernel 2.4.16)

Windows-Arbeitsplatz (keine weiteren Programme zugleich gestartet):
 Intel Pentium4 2,0 GHz, 512 MB RAM, Windows 2000-SP2

| | LINUX | | Windows 2000 |
|---|-----------------|---------------|--------------|
| | el. Bettung | Halbraum | Halbraum |
| Systemstatistik | | | |
| Knoten | 92.600 | 93.900 | 93.900 |
| Elemente | 44.200 | 45.500 | 45.500 |
| Stäbe | 1.140 | 1.140 | 1.140 |
| Unbekannte | 555.700 | 563.200 | 563.200 |
| Bandweite Steigkeitsmatrix | 6.000 | 27.900 | 27.900 |
| Rechenzeiten in Sekunden | | | |
| GENF | 200 | 200 | 690 |
| ASE-SOLV1 | (1) 10411-12800 | (1) 3550-4900 | (1) 11500 |
| ASE-SOLV1 Folgelastfall | 330 | 300-380 | 970 |
| ASE-SOLV2 | 1.200 | 1.550 | 5.200 |
| Dateigrößen in [MB] (Anmerkung: *.zd1 enpricht *. \$d1 in Windows) | | | |
| Steifigkeit *.zd1 -SOLV1 | | 4.900 | 4.900 |
| Steifigkeit *.zd1 -SOLV2 | 130 | 130 | 130 |
| Steifigkeit *.zd2 | 231 | 242 | 242 |
| Steifigkeit *.ze1 (Halbraum) | - | 102 | 102 |
| Datenbasis (je nach Lastfällen) | ca. 1500 | ca. 1500 | ca. 1500 |
| | | | |
| Anmerkung: (1) | | | |
| Arbeitsbereich | 146 | 146 | 381 |
| Blöcke | 142 | 101 | 29 |
| Max. Gleichungen/Block | 318.736 | 10.090 | 29.800 |
| Da der iterative Solver den erforderlichen Arbeitsspeicher selbst wählt, wurde in allen Fällen mit auf die Vorgabe des Speichers verzichtet. Im Fall von el. Bettung unter Linux könnte die Rechenzeit durch eine entsprechende Speicherzuteilung deutlich verbessert werden. Optimal ist meist, wenn die max. Gleichungen/Block der Bandweite entspricht; bei allen getesteten Speichereinstellung war jedoch die Rechenzeit bei el. Bettung höher als mit Halbraum | | | |

Tabelle 2: Vergleich Rechenzeit/Speicherplatz LINUX – Windows

Die Einrichtung des SOFiSTiK-Anwendungsservers unter LINUX hat sich bewährt. Ein kompletter Programmablauf nach Theorie 1. Ordnung kann in ca. 8 Stunden abgeschlossen sein. Die Theorie II. Ordnung wird in diesem Fall mit Erhöhungswerten bei der Windlast berücksichtigt.

Es hat sich gezeigt, dass die Berechnung großer Systeme mit dem Programmsystem SOFiSTiK gut bewältigt werden kann. Die ‚antiquarisch‘ wirkende Eingabe am Editor kann sich auch bei komplexen Systemen lohnen.

LITERATUR

- [1] Handbücher zu den Programmen der SOFiSTiK; jeweils aktuell herausgegeben von SOFiSTiK
- [2] Hochhaus REMU München, Ing.-Gemeinschaft Boll und Partner – Leonhardt, Andrä und Partner, SOFiSTiK (Monet) -Seminar 2000; zu beziehen von SOFiSTiK
- [3] Heft 358 Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Kriechen von Beton unter hoher zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung, Ernst&Sohn 1985, ISBN 3-433-01358-6
- [4] Heft 404 Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Verhalten von Beton bei erhöhten Betriebstemperaturen, Beuth-Verlag GmbH 1989, ISBN 3-410-65604-9
- [5] Heft 420 Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Versuche zum Kriechen und zur Restfestigkeit..., Kriechen von Beton nach langer Lasteinwirkung etc., Beuth-Verlag GmbH 1991, ISBN 3-410-65820-3
- [6] Verbundstützen aus einbetonierten Walzprofilen, Stahl-Informations-Zentrum Merkblatt 217, Hrsg.: Stahl-Informations-Zentrum, ISSN 0175-2006
- [8] Trends in Tall Building, International Conference September 5-7,2001 - Frankfurt on Main, Technische Universität Darmstadt, ISBN 3-00-008159-3
- [9] PuTTY: A Free Win32 Telnet/SSH Client,
<http://www.chiark.greenend.org.uk/~sgtatham/putty/>