

Tragfähigkeit von Betonbauten

Alessandro Dazio
Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich

1 EINFÜHRUNG

Die Erdbebensicherheit bestehender Betonbauten kann gemäss des neuen Merkblatts SIA 2018 "Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben" entweder anhand eines kräftebasierten oder eines verformungsbasierten Berechnungsverfahrens überprüft werden.

Bei dem kräftebasierten Berechnungsverfahren werden die Schnittkräfte im Bauteil infolge Erdbeben mit dem Widerstand des Bauteils verglichen. Einwirkungen und Widerstände werden prinzipiell wie bei Neubauten anhand der entsprechenden Vorschriften aus den SIA Normen 260, 261 und 262 (2003) bestimmt. Diese Vorschriften sind zum Teil neu gegenüber der vorherigen Normengeneration. Sie wurden allerdings bereits von verschiedenen Autoren gründlich diskutiert (siehe zum Beispiel SGEB (2004), SIA D0181 (2003), SIA D0182 (2003), SIA D0191 (2004)).

Bei dem verformungsbasierten Berechnungsverfahren wird hingegen der vom Erdbeben im Bauteil hervorgerufene Verformungsbedarf mit dem Verformungsvermögen (oder auch: "Verformungsangebot") des Bauteils verglichen. Dieses Verfahren ist in den neuen Tragwerksnormen nicht explizit erwähnt und wird erstmals im Merkblatt SIA 2018 (2004) eingeführt. Auch im Eurocode 8 Teil 3 "Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden" wird die Erdbebensicherheit bestehender Gebäude anhand eines verformungsbasierten Berechnungsverfahrens beurteilt (EC8-3 (2004)). Die Anwendung verformungsbasierter Verfahren ist in Ländern höherer Seismizität recht verbreitet und entsprechende Hilfsmittel sind zum Beispiel in FEMA 356 (2000), FEMA 440 (2004) und Fajfar (1999) zu finden.

Das verformungsbasierte Verfahren ist ein modernes Verfahren des Erdbebeningenieurwesens und erlaubt eine wirklichkeitsnähere Erfassung des seismischen Verhaltens von Tragwerken. Dieses Verfahren ist anspruchsvoller und aufwendiger als die kräftebasierten Verfahren, liefert jedoch meistens eine günsti-

gere Beurteilung der Erdbebensicherheit des Tragwerks. Vor allem bei bestehenden Bauten, bei denen durch eine günstigere Beurteilung der Erdbebensicherheit gegebenenfalls teure Ertüchtigungsmassnahmen vermieden werden können, ist die Anwendung des verformungsbasierten Verfahrens besonders zu empfehlen.

In diesem Beitrag wird auf eine ausführliche Behandlung des kräftebasierten Verfahrens verzichtet und der Schwerpunkt auf die Diskussion wesentlicher Aspekte des verformungsbasierten Verfahrens gelegt. Zuerst werden wichtige Grundlagen des verformungsbasierten Verfahrens, wie z.B. die Ermittlung des linearen und nichtlinearen Verformungsverhaltens von Stahlbetonbauteilen, kurz angesprochen. Anschliessend werden die bereits gewonnenen Erkenntnisse zur Untersuchung der Erdbebensicherheit eines 5-stöckigen Beispielgebäudes verwendet.

2 KRÄFTEBASIERTES VERFAHREN

Bei bestehenden Betonbauten ist unter Erdbebeneinwirkung im Allgemeinen ein nicht-duktileres Tragwerksverhalten im Sinne der Norm SIA 262 Ziffer 4.3.9 zu erwarten. Dies resultiert vor allem daraus, dass in der Vergangenheit die Verwendung duktilitätsfördernder, konstruktiver Massnahmen im Sinne von Ziffer 5.7 der gleichen Norm nicht üblich war.

Aus diesem Grund soll bei der kräftebasierten Beurteilung von Betonbauten ein Verhaltensbeiwert q von 1.5 bzw. 2.0 in Abhängigkeit von den vorhandenen Baustoffen angenommen werden (Ziffer 4.3.9.2.2 der Norm SIA 262).

Der Verhaltensbeiwert q wird verwendet, um die am elastischen Berechnungsmodell des Tragwerks ermittelten Erdbebenkräfte zu reduzieren. Durch ihn wird die günstige Wirkung der inhärenten Überfestigkeit und des inelastischen Verformungsvermögens des Tragwerks berücksichtigt.

Unter Berücksichtigung der Überfestigkeit, bedeutet ein Verhaltensbeiwert $q = 1.5$, dass das Tragwerk

während eines Erdbebens sich grundsätzlich elastisch verhält (siehe Dazio (2004a) und Dazio (2004b)). Ein Verhaltensbeiwert $q = 2$ ruft eine minimale Plastifizierung des Tragwerks hervor. Viele nicht-duktiler Tragwerke, die mit Betonstählen der Duktilitätsklassen B und C gebaut sind, besitzen ein inhärentes plastisches Verformungsvermögen, welches sogar die Annahme eines grösseren Verhaltensbeiwerts als 2 erlauben würde. Die Annahme eines höheren Verhaltensbeiwerts ist grundsätzlich möglich, es muss jedoch nachgewiesen werden, dass das notwendige plastische Verformungsvermögen vorhanden ist. Dieser Nachweis ist implizit erbracht, wenn bei allen wesentlichen Bauteilen eines Tragwerks duktilitätsfördernde konstruktive Massnahmen im Sinne von Ziffer 5.7 der Norm SIA 262 vorhanden sind. Fehlen die konstruktiven Massnahmen, soll das plastischen Verformungsvermögen berechnet werden.

Das verformungsbasierte Berechnungsverfahren, das in den nachfolgenden Kapiteln präsentiert wird, hat die Berechnung des plastischen Verformungsvermögens eines Tragwerk zum Ziel. Dieses Verfahren kann somit als ein Werkzeug interpretiert werden, bei der Überprüfung bestehender Tragwerke höhere Verhaltensbeiwerte zu rechtfertigen.

Bei der kräftebasierten Überprüfung von Betonbauten ist besonders wichtig, dass eine realistische und vernünftige Schätzung bzw. Berechnung der Grundschwingzeit des Gebäudes durchgeführt wird. Dabei muss der Einfluss der Rissebildung in den Bauteilen berücksichtigt werden. Ausführliche Hinweise dazu sind in Dazio (2004b) und in SIA D0171 (2002) zu finden.

3 GRUNDLAGEN ZUM VERFORMUNGSBASIERTEN VERFAHREN

3.1 Anwendbarkeit

Das verformungsbasierte Berechnungsverfahren darf zur Überprüfung von verformungsfähigen Tragwerken verwendet werden. Ein Tragwerk ist, pro Hauptrichtung, nur dann verformungsfähig, wenn alle seine tragenden Bauteile und Verbindungen dies sind. Ein Bauteil ist verformungsfähig, wenn es ein stabiles zyklisch-plastisches Verformungsverhalten aufweist und ein sprödes Versagen ausgeschlossen werden kann (SIA 2018 Ziffer 2.2).

Typische spröde oder beschränkt-verformungsfähige Versagensmechanismen bei Stahlbetonbauteilen sind u.a:

- *Das Schubzug- bzw. Schubdruckversagen von Bauteilen.* Die zyklische Natur der Erdbebeneinwirkung, die hervorgerufenen plastischen Verformungen und

die damit verbundenen grossen Rissbreiten führen zu einer Reduktion des Widerstands der Druckdiagonalen und zu einer Abnahme der Wirksamkeit der Rissverzahnung ("Aggregate interlocking") (siehe z.B. Park & Paulay (1975)). Diese Effekte führen zu einem schlechteren Schubverhalten des Bauteils im Vergleich zu monotonen Beanspruchungen.

- *Das Biegeversagen mit Betonbruch vor Stahlfliesen,* das bei stark bewehrten Querschnitte oder v.a. bei Querschnitten mit hoher Drucknormalkraft auftreten kann. Stützen, die eine bezogene Normalkraft $n = N/(A_g f_c)$ grösser etwa 0.4 aufweisen und nicht umschnürt sind, besitzen ein beschränktes Verformungsvermögen.
- *Das Biegeversagen infolge Reissen der Längsbewehrung bei kleiner plastischer Dehnung.* Dieser Versagensmechanismus tritt dann auf, wenn in einem Querschnitt Bewehrungsstäbe mit ungenügenden Duktilitätseigenschaften vorhanden sind. Es ist dabei zu bemerken, dass auch eine kleine Menge an nicht-duktiler Betonstahl zu einem frühzeitigen Versagen führen kann. Dies ist insbesondere bei Wänden zu beachten, bei denen die dünnere Stegbewehrung im Allgemeinen schlechtere Duktilitätseigenschaften aufweist als die dickere Endbewehrung (siehe Wand WSH1 in Dazio et al. (1999)).
- *Das Versagen von Übergreifungsstössen oder Verankerungsbereichen.* Bei modernen Bemessungsmethoden für seismische Einwirkungen sind Übergreifungsstösse in Bereichen, in denen die Längsbewehrung ins Fliesen kommen kann, verboten (SIA 262 Ziffer 5.7.3). Bei bestehenden Bauten können hingegen Übergreifungsstösse in plastischen Bereichen oft vorkommen. Ein typischer Fall sind die Übergreifungsstösse der Längsbewehrung im Erdgeschoss einer Stahlbetontragwand. Dort muss beurteilt werden, ob die vorhandene Übergreifungslänge und die vorhandene Umschnürungsbewehrung ausreichen, um grosse plastische Dehnungen der Längsbewehrung zu erlauben. Gegebenfalls solle die maximale Dehnung des Betonstahls konservativ angenommen werden (siehe Kapitel 3.7).

Alle Bauteile, die eine lokale Duktilität kleiner zwei aufweisen, müssen beim verformungsbasierten Berechnungsverfahren kritisch beurteilt werden. Mit lokaler Duktilität sind hier die Rotations- bzw. Krümmungsduktilität im Bauteil gemeint (siehe Bachmann (2002)).

3.2 Sehnendrehung

Beim verformungsbasierten Verfahren besteht die Untersuchung der vorhandenen Erdbebensicherheit eines Bauteils aus dem Vergleich der Auswirkung

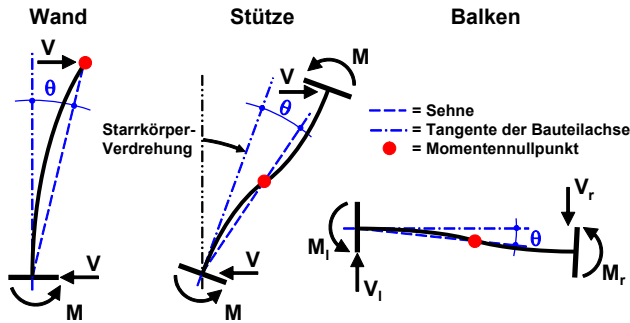


Abb. 1: Darstellung der Sehnverdrehung θ bei verschiedenen Bauteilen.

(Verformung) infolge normgemässer Erdbebeneinwirkung mit dem Verformungsvermögen des Bauteils.

Für Stahlbeton werden Sehnverdrehsungen auf Bauteilniveau verglichen. Die Sehnverdrehsung ("Chord rotation") wird gemäss Abbildung 1 als Winkel zwischen der Tangente der Bauteilachse am Ort des maximalen Moments und der Sehne, die diesen und das Ende der Schubspannweite beim Momentennullpunkt verbindet, definiert.

Die Sehnverdrehsung ist somit ein Mass für die Beanspruchung des Bauteils. Es ist daher wichtig, dass bei der Bestimmung der Sehnverdrehsung allfällige Starrkörperbewegungen herausgefiltert werden. Bei der Berechnung der Sehnverdrehsung einer Stütze aus der Stockwerksschiefstellung soll z.B. die Starrkörperverdrehsung der Stütze infolge der Verformungen in den unteren Stockwerken abgezogen werden; dieser Fall ist in Abbildung 1 dargestellt.

Bei der verformungsbasierten Tragwerksanalyse soll die Berechnung der Auswirkungen an einem nicht-linearen Tragwerksmodell erfolgen (SIA 2018 Ziffer 4.3.1). In den nächsten Abschnitten wird deshalb die Berechnung sowohl der elastischen als auch der inelastischen Sehnverdrehsung diskutiert.

3.3 Elastische Sehnverdrehsung

Trotz Nichtlinearitäten infolge progressiver Rissentwicklung wird angenommen, dass, bis ein Bauteil die Sehnverdrehsung beim nominellen Fließbeginn θ_y erreicht hat, sein Verhalten linear elastisch ist. Beim Erreichen des nominellen Fließbeginns beträgt die Krümmung am Anfang der Schubspannweite L_v die Grösse ϕ_y (= nominelle Fließkrümmung) und die Verteilung der Krümmung entlang der Schubspannweite ist linear (siehe Abbildung 2).

Anhand der Beziehungen aus Abbildung 2 kann die Sehnverdrehsung beim nominellen Fließbeginn θ_y als Verhältnis zwischen der nominellen Fließverschiebung Δ_y und der Schubspannweite L_v berechnet werden und beträgt:

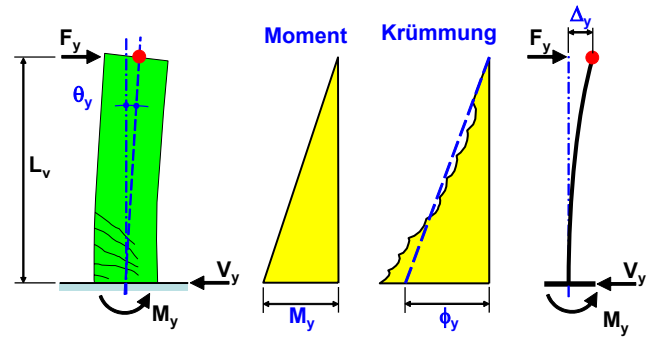


Abb. 2: Sehnverdrehsung θ_y bei Fließbeginn eines Bauteils.

$$\theta_y = \frac{\Delta_y}{L_v} = \frac{F_y L_v^3}{3EI} = \frac{M_y}{EI} \cdot \frac{L_v}{3} = \phi_y \cdot \frac{L_v}{3} \quad (1)$$

Wobei ϕ_y die nominelle Fließkrümmung ist, deren Berechnung in Abschnitt 3.6 diskutiert wird.

Per Definition kann daher die nominelle Fließverschiebung Δ_y eines Bauteils mittels Gleichung (2) berechnet werden.

$$\Delta_y = \theta_y \cdot L_v \quad (2)$$

3.4 Inelastische Sehnverdrehsung

Abbildung 3 zeigt rechts die Krümmungsverteilung eines Kragarms, der plastisch verformt wird.

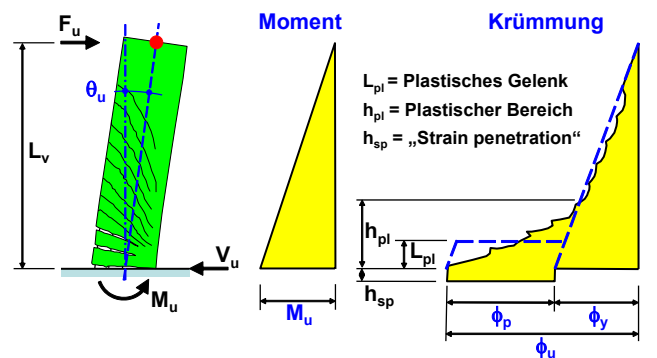


Abb. 3: Verlauf der Krümmung ϕ entlang eines plastifizierenden Bauteils (nach Paulay & Priestley (1992)).

An der Fusseinspannung des Kragarms entsteht ein Bereich, entlang dessen tatsächliches Fließen der Längsbewehrung auftritt und plastische Verformungen hervorgerufen werden. Dieser Bereich hat eine Ausdehnung h_{pl} und wird als plastischer Bereich bezeichnet. Wenn die Längsbewehrung fließt, dringen plastische Dehnungen auf einer Länge von h_{sp} bis in das Fundament ein ("Strain penetration") und erzeugen eine Rotation des Kragarms im Einspannungsquerschnitt. Die tatsächliche Krümmungsverteilung entlang eines plastifizierenden Bauteils ist deshalb recht kompliziert. Sie wird für Berechnungszwecke

vereinfacht angenommen, indem das Konzept des plastischen Gelenks eingeführt wird. Das plastische Gelenk ist eine fiktive Grösse, welche die einfache Berechnung der Verformungen eines plastifizierenden Bauteils ermöglicht.

Im plastischen Gelenk wird eine konstante plastische Krümmung ϕ_p angenommen. ϕ_p wird als Differenz zwischen der maximal vorhandenen Krümmung ϕ_m und der nominellen Fließkrümmung ϕ_y definiert. Wenn Versagen erreicht wird, entspricht ϕ_m der Bruchkrümmung ϕ_u . Die Länge L_{pl} des plastischen Gelenks wird so gewählt, dass die Integration der plastischen Krümmung ϕ_p innerhalb des plastischen Gelenks die gleiche plastische Verformung Δ_p des Kragarms ergibt, wie die Integration der tatsächlichen Krümmungen.¹

In der Literatur sind viele Ansätze vorhanden, um die Länge des plastischen Gelenks zu schätzen. Für das Merkblatt SIA 2018 wurde mit Gleichung (3) ein Ansatz nach Priestley gewählt (Paulay & Priestley (1992)) und zur Berücksichtigung des reduzierten Verfestigungsvermögens europäischer Stähle mit dem Beiwert a_{st} modifiziert. Der erste Teil von Gleichung (3) berücksichtigt mit $0.08L_v$ die Verfestigung des Querschnitts an der Einspannung und die Ausbreitung der plastischen Dehnungen infolge geneigter Biegeschubrisse ("shear spread of plasticity"). Der zweite Teil berücksichtigt mit $0.022f_s d_{bl}$ das Eindringen der plastischen Dehnungen in das Fundament und ist proportional zur Fließgrenze f_s und zum Durchmesser d_{bl} der Längsbewehrung. Mit steigendem Durchmesser und steigender Festigkeit wird die Verankerungslänge im Fundament grösser und die daraus resultierende Rotation im Einspannungsquerschnitt wird ebenfalls grösser.

$$L_{pl} = a_{st}(0.08L_v + 0.022f_s d_{bl}) \quad [\text{mm}] \quad (3)$$

Wobei:

- a_{st} Stahlqualitätsbeiwert. $a_{st} = 0.8$ für Betonstähle mit $(f_t/f_s) < 1.15$ und $a_{st} = 1.0$ für Betonstähle mit $(f_t/f_s) \geq 1.15$
- L_v Schubspannweite in [mm]
- f_s Fließgrenze der Längsbewehrung in [MPa]
- f_t Zugfestigkeit der Längsbewehrung in [MPa]
- d_{bl} Durchmesser der Längsbewehrung in [mm]

Die Verschiebung Δ_u , die beim Versagen eines Bauteils auftritt, kann anhand des Konzepts des plastischen Gelenks und der Beziehungen aus Abbildung 4 einfach berechnet werden. Im Merkblatt SIA 2018 wird, um konsistent mit Angaben in der Literatur zu

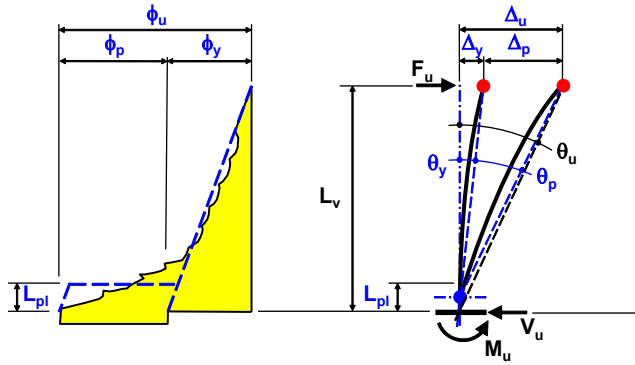


Abb. 4: Sehnenvendrehung θ_u beim Versagen eines Bauteils.

sein, angenommen, dass die plastische Verdrehung θ_p auf halber Höhe des plastischen Gelenks stattfindet. Die Verschiebung Δ_u kann somit anhand von Gleichung (4) als Summe der elastischen Verschiebung Δ_y und der plastischen Verschiebung Δ_p berechnet werden.

$$\Delta_u = \theta_u L_v = \Delta_y + \Delta_p = \theta_y L_v + \theta_p \left(L_v - \frac{L_{pl}}{2} \right) \quad (4)$$

Die plastische Verdrehung kann aus der Integration der plastischen Krümmung im plastischen Bereich berechnet werden. Gleichung (4) wird somit zu:

$$\theta_u L_v = \theta_y L_v + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(L_v - \frac{L_{pl}}{2} \right) \quad (5)$$

Das Dividieren durch L_v liefert dann die Gleichung zur Berechnung der Sehnenvendrehung beim Versagen:

$$\theta_u = \theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_v} \right) \quad (6)$$

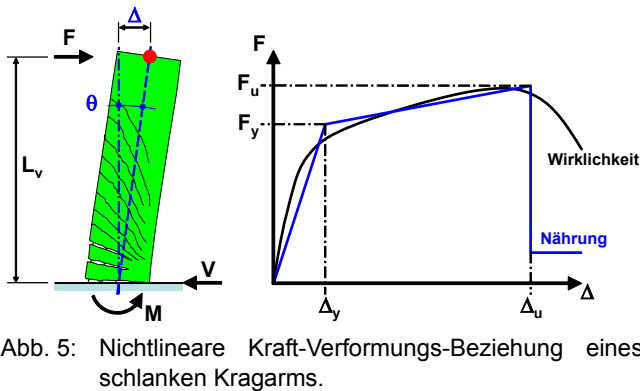
Wobei ϕ_u die Bruchkrümmung ist, deren Berechnung in Abschnitt 3.6 diskutiert wird. Gleichung (6) wird sinngemäss zur Berechnung der Sehnenvendrehung von Stützen und Balken verwendet.

3.5 Nichtlineare Kraft-Verformungs-Beziehungen

Die genaue Erfassung des nichtlinearen Kraft-Verformungs-Verhaltens von Stahlbetonbauteilen ist recht aufwendig und nicht immer notwendig. In den meisten Fällen genügt eine bilineare Approximation dieses Verformungsverhaltens.

Abbildung 5 zeigt die wirkliche und die approximierte nichtlineare Kraft-Verformungs-Beziehung eines schlanken Kragarms. Die bilineare Approximation ist grundsätzlich durch zwei Punkte charakterisiert: (1) das nominelle Fließen (F_y, Δ_y) und (2) das Versagen (F_u, Δ_u) . Die Kräfte F_y und F_u werden mit Gleichung (7) aus dem Biege widerstand des Bauteils im Einspannungsquerschnitt berechnet. Es ist dabei zu bemerken, dass der nominelle Widerstand F_y anhand

1. Bei Neubauten ist wichtig, dass die duktilitätsfördernden konstruktiven Massnahmen im Sinne von Ziffer 5.7 der Norm SIA 262 im gesamten plastischen Bereich h_{pl} und nicht nur im plastischen Gelenk L_{pl} angeordnet werden.



des nominellen Biege widerstands M_n (siehe Abschnitt 3.6) berechnet wird. Dabei ist die Verwendung unterschiedlicher Indizes historisch bedingt.

$$F = M/L_v \quad (7)$$

Die Verschiebungen Δ_y und Δ_u werden anhand von Gleichungen (2) bis (6) aus der Krümmung am Einspannquerschnitt berechnet.

Daran kann man erkennen, dass die Momenten-Krümmungs-Beziehung des Bauteils am Einspannquerschnitt eine wesentliche Rolle bei der Berechnung des nichtlinearen Verformungsverhaltens von schlanken Stahlbetonbauteilen spielt.

In der wirklichen nichtlinearen Kraft-Verformungs-Beziehung tritt nach Erreichen des maximalen Widerstands Entfestigung ein. In Abhängigkeit des Versagensmechanismus und der Beschaffenheit des Querschnitts kann der Gradient der Entfestigung mehr oder weniger ausgeprägt sein. Die Entfestigung ruff Verformungskonzentrationen hervor, was in der Regel zu einem baldigen Totalversagen führt.

Bei den bilinearen Approximationen auf Bauteilniveau wird deshalb die Entfestigungsphase meist vernachlässigt und das Versagen entspricht dem maximalen Widerstand des Bauteils.

3.6 Momenten-Krümmungs-Beziehung

Die wirkliche Momenten-Krümmungs-Beziehung eines Querschnitts kann am Besten mittels eines der vielen vorhandenen Querschnittsprogramme unter Annahme der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der Baustoffe gemäss Kapitel 3.7 berechnet werden.

Das Diagramm in Abbildung 6 zeigt mit der stetig gekrümmten Kurve die Momenten-Krümmungs-Beziehung eines Wandquerschnitts.

Die bilineare Approximation wird anhand folgender Schritte konstruiert:

1) Es wird entlang der wirklichen Momenten-Krümmungsbeziehung der Punkt gesucht, welcher dem erstmaligen Fließen des äussersten Bewehrungsstabs entspricht ("first yield"). Bei Bauteilen mit

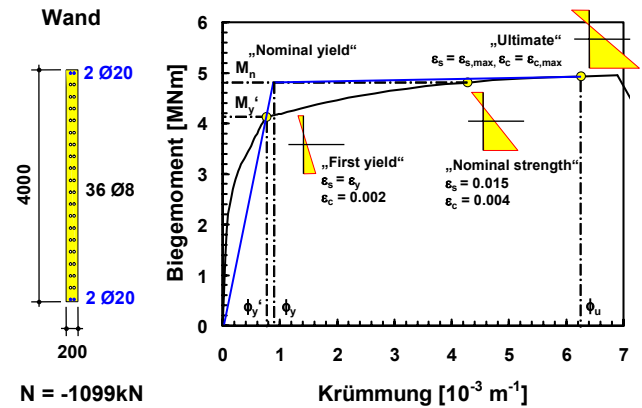


Abb. 6: Momenten-Krümmungs-Beziehung eines Wandquerschnitts.

grosser Normalkraft - typischerweise Stützen - wird Fließen als jener Zustand definiert, bei dem entweder die Stahldehnung ε_s die Fließdehnung ε_y erreicht oder die Betonstauchung ε_c zwei Promille überschreitet. Was zuerst eintritt ist massgebend. Dieser Punkt liefert die Fließkrümmung ϕ_y' und das Fließmoment M_y' , welche die Berechnung der elastischen Steifigkeit EI_y erlauben.

$$EI_y = \frac{M_y'}{\phi_y'} \quad (8)$$

2) Es wird entlang der wirklichen Momenten-Krümmungsbeziehung der Punkt gesucht, bei welchem entweder eine Stahldehnung $\varepsilon_s = 0.015$ oder eine Betonstauchung $\varepsilon_c = 0.004$ erreicht wird. Was zuerst auftritt ist massgebend. Dieser Punkt liefert den nominellen Biege widerstand M_n ("Nominal Strength"), der die Berechnung der nominellen Fließkrümmung ϕ_y erlaubt, und zwar wie folgt:

$$\phi_y = \phi_y' \cdot \frac{M_n}{M_y'} = \frac{M_n}{EI_y} \quad (9)$$

3) Der Punkt des nominellen Fließens ("Nominal Yield") liegt nicht auf der wirklichen Momenten-Krümmungs-Kurve und ist durch die Grössen M_n und ϕ_y charakterisiert.

4) Es wird entlang der wirklichen Momenten-Krümmungs-Beziehung der Punkt gesucht, bei welchem entweder eine Stahldehnung $\varepsilon_s = \varepsilon_{s,max}$ oder eine Betonstauchung $\varepsilon_c = \varepsilon_{c,max}$ erreicht wird. Was zuerst auftritt, ist massgebend. $\varepsilon_{c,max}$ und $\varepsilon_{s,max}$ sind die maximal anzunehmenden Stauchungen bzw. Dehnungen in den Baustoffen und werden im Kapitel 3.7 diskutiert. Durch diesen Punkt wird das Versagen des Bauteils ("Ultimate Limit State") definiert und die Bruchkrümmung ϕ_u sowie der Bruchwiderstand M_u charakterisiert.

Die zuvor beschriebene Prozedur zur Bestimmung der bilinearen Approximation ist allgemein anerkannt und

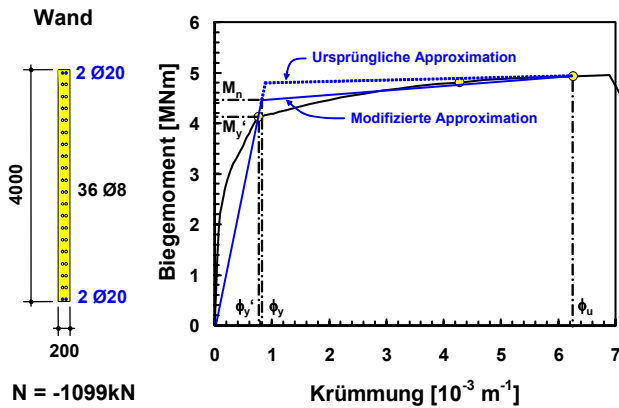


Abb. 7: Anpassung der berechneten Momenten-Krümmungs-Beziehung, um die wirkliche Momenten-Krümmungs-Beziehung besser zu approximieren.

wurde deshalb im Merkblatt SIA 2018 übernommen. Sie wurde jedoch ursprünglich für duktil gestaltete Querschnitte entwickelt, so dass sie bei nicht-duktilen Querschnitten zu nicht optimalen Resultate führen könnte. In Abbildung 6 ist zum Beispiel zu bemerken, dass der resultierende nominelle Biege­widerstand M_n eher zu hoch ausfällt und dementsprechend die plastische Steifigkeit sehr gering ist. Es sind deshalb folgende zusätzliche Punkte zu bemerken:

- Die Berechnung der elastischen Steifigkeit gemäss Punkt 1 hat sich auch bei nicht-duktilen Tragwerken bewährt.
- Bei nicht-duktilen Tragwerken kann die Bestimmung des nominellen Biege­widerstands gemäss Punkt 2 zu offensichtlich zu hohen Werten von M_n führen. Ist dies der Fall, soll ein neuer Wert von M_n geschätzt werden, so dass der plastische Teil der bilinearen Approximation eine bessere Näherung der wirklichen Momenten-Krümmungs-Beziehung darstellt. Ein Beispiel dieser Anpassung ist in Abbildung 7 dargestellt. Diese nachträgliche Anpassung ist besonders bei Tragwerken, bei denen die Ausbildung zahlreicher plastischer Gelenke zu erwarten ist, besonders wichtig.

Ziffer 6.2.9 des Merkblatts SIA 2018 enthält Gleichungen, um die Fließkrümmung von einfachen Bauteilen zu schätzen. Die Gleichungen erlauben somit einerseits die Überprüfung der Resultate aus Momenten-Krümmungs-Berechnungen andererseits die schnelle Schätzung der Fließverschiebung des Bauteils anhand von Gleichungen (1) und (2).

3.7 Mechanische Eigenschaften der Baustoffen

Zur Bestimmung des Verformungsvermögens von Bauteilen werden charakteristische Werte der Materialeigenschaften verwendet (SIA 2018 Ziffer 6.2.4). Nur die Berechnung des Querkraftwiderstands eines Bau-

teils wird unter Berücksichtigung der Bemessungswerte der Materialeigenschaften bestimmt (SIA 2018 Ziffer 6.2.15.4).

Die Überprüfung eines Gebäudes anhand des verformungsbasierten Verfahrens strebt eine realistische Erfassung seines Verformungsverhaltens an. Dieses Ziel kann nur erreicht werden, wenn für die Berechnungen mechanische Eigenschaften angenommen werden, die den im Tragwerk tatsächlich vorhandenen Eigenschaften ähnlich sind. Die Verwendung von Bemessungswerten der Materialeigenschaften zur Bestimmung des Verformungsvermögens ist nicht vertretbar, weil vor allem der grosse Widerstandsbeiwert γ_c für Beton zur Annahme unrealistischer Dehnungsebenen führen würde. Die somit berechnete Momenten-Krümmungs-Beziehung würde zu einer offensichtlich falschen Schätzung des Verformungsvermögens führen. Bei der Verfassung des Merkblatts SIA 2018 wurde ebenfalls die Möglichkeit untersucht, das verformungsbasierte Verfahren anhand von mittleren Werten der Materialeigenschaften durchzuführen. Aufgrund der Schwierigkeiten, die mit der Bestimmung glaubwürdiger Mittelwerte verbunden sind, wurde diese Möglichkeit jedoch nicht weiter verfolgt.

Das Verformungsvermögen wird mit charakteristischen Werten der Materialeigenschaften berechnet, d.h. ohne Berücksichtigung der Widerstandsbeiwerte. Die somit berechnete Sehnensverdringung θ_u beim Versagen darf für die Beurteilung der Erdbebensicherheit nicht verwendet werden. Die Beurteilung der Erdbebensicherheit erfolgt statt dessen anhand des maximalen Verformungsvermögens θ_{max} , das mit Gleichung (10) bestimmt wird.

$$\theta_{max} = \frac{\theta_u}{\gamma_D} \tag{10}$$

γ_D ist der Partialfaktor für das Verformungsvermögen. Er kompensiert die günstigeren Annahmen durch Verwendung der charakteristischen Materialeigenschaften und beträgt für Stahlbeton:

$$\gamma_D = 1.3 \tag{11}$$

Abbildung 8 zeigt materialspezifische, idealisierte Spannungs-Dehnungs-Diagramme zur Untersuchung von Betonbauten, die in den nächsten Abschnitten kurz diskutiert werden.

3.7.1 Beton

Gleichung (8) des Merkblatts SIA 2018 (2004) schreibt die Form des Spannungs-Dehnungs-Diagramms zur verformungsbasierten Untersuchung von Betonbauten vor. Sie weicht von der Form aus Gleichung (26) der Norm SIA 262 (2003) bewusst ab. Die Gleichung im Merkblatt sieht nach Erreichen des maximalen

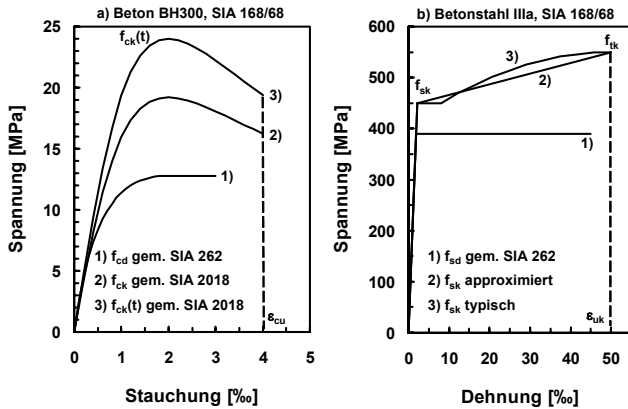


Abb. 8: Beispiel von idealisierten Spannungs-Dehnungs-Diagrammen zur Untersuchung von Betonbauten.

Widerstands eine Entfestigung vor; sie erlaubt zugleich jedoch die Annahme einer grösseren Bruchstauchung ε_{cu} gegenüber der Norm. Beide Gleichungen führen bei einem gegebenen Querschnitt zum praktisch gleichen rechnerischen Bruchbiegewiderstand. Die Gleichung des Merkblatts führt jedoch zu einem leicht höheren, realistischeren Verformungsvermögen.

Bei den meisten bestehenden Betonbauten ist die Biegedruckzone der Bauteile nicht umschnürt. Die Bruchstauchung, die dabei angenommen werden kann, beträgt somit $\varepsilon_{cu} = 0.004$. Falls doch eine Umschnürung vorhanden ist, können grössere Werte für ε_{cu} angenommen werden. Ansätze zur Berechnung der Bruchstauchung und der Druckfestigkeit von umschnürtem Beton sind zum Beispiel in Priestley et al. (1996) und in SIA D0171 (2002) zu finden.

Bei der Berechnung des Momenten-Krümmungs-Diagramms eines Querschnitts beträgt die maximal anzunehmende Betonstauchung $\varepsilon_{c,max}$:

$$\varepsilon_{c,max} = \varepsilon_{cu} \quad (12)$$

Die Erhöhung der Betondruckfestigkeit $f_{ck}(t)$ mit zunehmendem Betonalter ist gemäss Ziffer 3.2.1.3 des Merkblatts SIA 2018 zu berücksichtigen. Die Erhöhung der Betondruckfestigkeit wirkt sich günstig auf den Biege- und Verformungsvermögen eines Querschnitts aus, vor allem wenn Versagen der Biegedruckzone zu erwarten ist.

3.7.2 Betonstahl

Das charakteristische Spannungs-Dehnungs-Diagramm von Betonstahl ist grundsätzlich durch die Fließgrenze f_{sk} , die Zugfestigkeit f_{tk} und die Bruchdehnung ε_{uk} definiert. Die Werte sind entweder aus Tabelle 6 des Merkblatts SIA 2018 zu wählen oder gemäss Tabelle 4 der Norm SIA 262/1 experimentell zu ermitteln.

Bei der Berechnung des Momenten-Krümmungs-Diagramms wird empfohlen den typischen Verlauf des Spannungs-Dehnungs-Diagramms des Betonstahls gemäss Kurve 3 in Abbildung 8 zu verwenden. Als Alternative kann eine bilineare Approximation entsprechend Kurve 2 in Abbildung 8 angenommen werden.

Die maximale Stahldehnung $\varepsilon_{s,max}$, die bei der Festlegung der Bruchkrümmung ϕ_u bzw. des Bruchwiderstands M_u angenommen werden kann (siehe Abschnitt 3.6), ist durch Gleichung (13) definiert.

$$\varepsilon_{s,max} = \alpha \cdot \varepsilon_{su} \quad (13)$$

Im Allgemeinen gilt $\alpha = 1$, weil infolge zyklischer Beanspruchung der Verbund zwischen Bewehrung und Beton weitgehend zerstört wird. In schwach bewehrten Querschnitten, bei denen nur eine beschränkte Rissebildung möglich ist (siehe Priestley et al. (1996)) soll jedoch $\alpha < 1$ angenommen werden. Im Merkblatt SIA 2018 wird empfohlen $\alpha = 0.5$ anzunehmen, wenn der nominelle Biege- und Verformungsvermögen kleiner als das doppelte Rissmoment M_{cr} ist. In dieser Hinsicht entspricht α dem Verbundkoeffizient κ nach Bachmann (1991). Hier kann α jedoch auch verwendet werden, um die maximale Stahldehnung in Fällen zu begrenzen, in denen zum Beispiel die Längsbewehrung im plastischen Bereich gestossen wird, aber aufgrund ausreichender Übergreifungslänge und Querbewehrung trotzdem das verformungsbasierten Verfahren angewendet werden kann. In einem solchen Fall ist α vorsichtig anzunehmen.

3.8 Tragfähigkeit des Tragwerks mit dem verformungsbasierten Verfahren

Das Vorgehen zur Überprüfung der Erdbebensicherheit eines bestehenden Gebäudes geht aus Ziffer 2.4 des Merkblatts SIA 2018 hervor. Dabei sind die Analyse und die Bestimmung der Tragfähigkeit des Tragwerks notwendig und, sofern diese verformungsbasiert stattfinden, können sie folgendermassen durchgeführt werden.

- 1) *Charakterisierung des nichtlinearen Verformungsverhaltens jedes Bauteils.*
- 2) *Bestimmung des modalen Einmassenschwingers äquivalent zur Grundschwingungsform des Tragwerks.* Dabei sind die modale Masse m^* , der Partizipationsfaktor Γ und der Eigenvektor $\bar{\phi}_1$ zu bestimmen (siehe SIA D0171). $\bar{\phi}_1$ soll beim obersten horizontalen Freiheitsgrad auf 1 normiert werden.
- 3) *Berechnung der nichtlinearen Kraft-Verformungs-Beziehung des Tragwerks.* Zur Berechnung der sogenannte "pushover" Kurve ist eine horizontale

Ersatzkraft F_d unter konstanten Schwerelasten schrittweise zu steigern bis Versagen des Tragwerks eintritt. Die Verteilung von F_d über die Höhe des Tragwerks ist affin zu ϕ_1 . Die "pushover" Kurve stellt die Beziehung zwischen F_d und der horizontalen Verschiebung des Gebäudes w dar.

- 4) *Berechnung der Kapazitätskurve.* Die Kapazitätskurve wird aus der "pushover" Kurve berechnet, indem w durch Γ und F_d durch m^* dividiert wird.
- 5) *Schätzung des Verformungsbedarfs w_d infolge Erdbeben.* Dies geschieht am Besten anhand von elastischen Bemessungsspektren im ADRS-Format. Diesbezüglich wird auf die Beiträge "Tragwerksanalyse" und "Erdbebeneinwirkung" in SIA D0211 (2005) verwiesen.
- 6) *Überprüfung des Querkraftwiderstands der Bauteile,* wenn die horizontale Verschiebung das Tragwerks entweder das Verformungsvermögen $w_{R,d}$ oder den Verformungsbedarf w_d erreicht. Querkraftversagen ist spröde und muss unbedingt vermieden werden. Aus diesem Grund soll die vorhandene Querkraft V_d gemäss Ziffer 6.2.15 des Merkblatts SIA 2018 zur Berücksichtigung der oberen Eigenschwingungsformen und der Biegeüberfestigkeit der Querschnitte auf V_d^* erhöht werden. Der Querkraftwiderstand V_{Rd} des Bauteils wird nach Norm SIA 262 (2003) unter Berücksichtigung der Bemessungswerte der Materialeigenschaften berechnet. Der Widerstand wird bewusst mit Bemessungswerten der Materialeigenschaften und nicht mit deren charakteristischen Werten berechnet, um genügend Sicherheit gegen ein Querkraftversagen zu gewährleisten. Kann dieser Nachweis nicht erbracht werden, so ist das Bauteil als beschränkt verformungsfähig zu betrachten und das Tragwerk mit dem kräftebasierten Verfahren zu untersuchen.

Das zuvor in den Schritten 1 bis 6 beschriebene Vorgehen wird im nächsten Kapitel anhand eines Beispiels kurz erläutert.

4 ANWENDUNGSBEISPIEL

In diesem Kapitel wird die verformungsbasierte Untersuchung der Erdbebensicherheit eines Gebäudes nach Ziffer 2.4.2.1. des Merkblatts SIA 2018 in einer verkürzten Version vorgestellt. Das untersuchte Gebäude ist in Abbildung 9 dargestellt. Es handelt sich um ein 5-stöckiges Gebäude aus den sechziger Jahren. Das Gebäude ist fiktiv und wurde so konzipiert, dass es unterschiedliche Tragsysteme in den beiden Hauptrichtung aufweist. Dies erlaubt die Diskussion verschiedener Aspekte des verformungsbasierten Verfahrens. Es werden nicht alle Berechnungsschritte

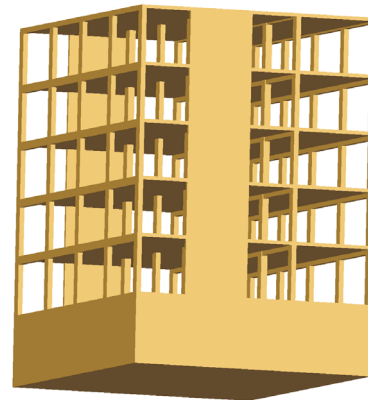


Abb. 9: 5-stöckiges Stahlbetongebäude.

explizit durchgeführt, jedoch werden alle Informationen gegeben, um eine exakte Nachrechnung des Gebäudes durchführen zu können.

4.1 Das Beispielgebäude

4.1.1 Abmessungen, Tragsystem und Lastannahmen

Die Abmessungen des Gebäudes gehen aus Abbildung 10 hervor. In Querrichtung ist das Gebäude durch zwei gleiche Tragwände ausgesteift, weshalb diese Richtung im Weiteren als "Wandrichtung" bezeichnet wird. In Längsrichtung erfolgt die Aussteifung hingegen durch drei Stahlbetonrahmen. Die Längsrichtung wird nachfolgend als "Rahmenrichtung" bezeichnet. Alle Decken bestehen aus monolithischem Stahlbeton. Jedes vertikale Tragelement im Grundriss des Gebäudes ist nummeriert und die drei Rahmen werden mit Grossbuchstaben gemäss Abbildung 10 bezeichnet. Bezüglich der Lasten wurden folgende Annahmen getroffen:

$$\text{Eigengewicht: } \gamma_k = 25 \text{ kN/m}^3 \quad (14)$$

$$\text{Wohnungsaufasten: } q_k = 5 \text{ kN/m}^2 \quad (15)$$

$$\text{Dachaufasten: } q_k = 1 \text{ kN/m}^2 \quad (16)$$

$$\text{Wohnungsnutzlasten: } q_k = 2 \text{ kN/m}^2, \psi_2 = 0.3 \quad (17)$$

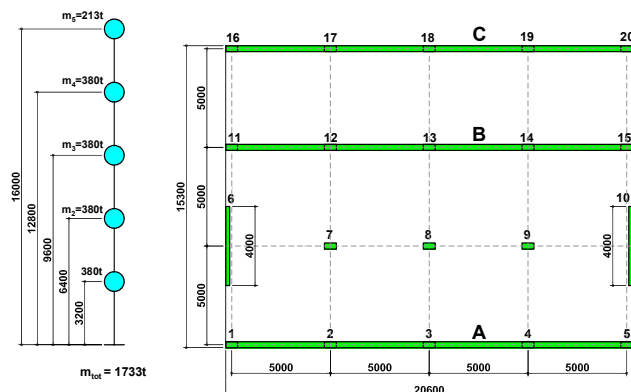


Abb. 10: Abmessungen und Stockwerksmassen des untersuchten Gebäudes (Abmessungen in [mm]).

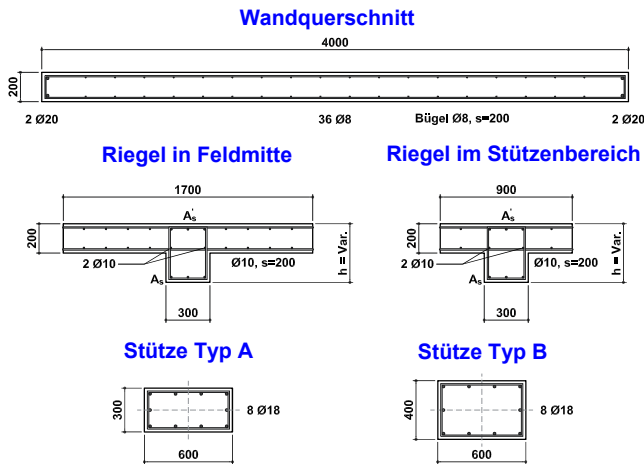


Abb. 11: Querschnitte der Bauteile (Abmessungen in [mm]).

4.1.2 Querschnitte und Bewehrung

Alle Decke haben eine konstante Dicke von $d = 200\text{mm}$. Die vorkommenden Wand-, Stützen- und Riegelquerschnitte sind in Abbildung 11 dargestellt. Es ist dabei folgendes anzumerken:

- Beide Wände haben den gleichen, konstanten Querschnitt über die gesamte Höhe des Gebäudes.
- Alle Stützen sind vom Typ A bis auf die Stützen 7, 8, 9, 12, 13, und 14 im Erdgeschoss, die vom Typ B sind.
- Obwohl die Rahmen A und C am Deckenrand liegen, wird die mitwirkende Deckenbreite vereinfachend bei allen Riegeln gleich angenommen. Sie geht aus Abbildung 11 hervor und wurde gemäss SIA 262 Ziffer 4.1.3.3.3 bestimmt.
- Die Querschnittshöhe h , die obere Bewehrung A_s' und die untere Bewehrung A_s der verschiedenen Riegel sind in Tabelle 1 angegeben.
- Wenn nichts anderes gesagt wird, wurde die Abminderung der Steifigkeit der Betonquerschnitte infolge Rissebildung gemäss Tabelle G3 aus SIA D0171 vorgenommen.

4.1.3 Materialeigenschaften

Das Gebäude ist aus Beton BH300 gebaut. Gemäss SIA 2018 Tabelle 5 und SIA 262 Ziffer 3.1.2.2.4 darf die Druckfestigkeit daher folgendermassen angenommen werden:

$$f_{ck} = 1.25 \cdot 19.2 = 24\text{MPa} \quad (18)$$

$$f_{cd} = 24/1.5 = 16\text{MPa} \quad (19)$$

$$E_c = 24\text{GPa} \quad (20)$$

Das Spannungs-Stauchungs-Diagramm des Betons entspricht Kurve 3 in Abbildung 8 links. Die Bewehrung besteht aus Betonstahl IIIa und gemäss SIA 2018 Tabelle 6 werden folgende Eigenschaften angenom-

Typ & Ort	h [mm]	A_s' [-]	A_s [-]
1: Rahmen A+C, Feldmitte, generell:	0.40	2Ø20	3Ø14
2: Rahmen A+C, Stützenbereich, generell:	0.40	3Ø20	2Ø14
3: Rahmen A+C, Feldmitte, Dach:	0.30	2Ø14	3Ø12
4: Rahmen A+C, Stützenbereich, Dach:	0.30	3Ø14	2Ø12
5: Rahmen B, Feldmitte, generell:	0.45	2Ø22	3Ø22
6: Rahmen B, Stützenbereich, generell:	0.45	3Ø22	2Ø22
7: Rahmen B, Feldmitte, Dach:	0.30	2Ø18	3Ø14
8: Rahmen B, Stützenbereich, Dach:	0.30	3Ø18	2Ø14

Tabelle 1: Höhe und Bewehrung der Riegel.

$$f_{sk} = 450\text{MPa}, f_{tk} = 550\text{MPa}, (f_t/f_s)_k = 1.22 \quad (21)$$

$$f_{sd} = 390\text{MPa} \quad (22)$$

$$\text{Duktilitätsklasse B}, \varepsilon_{uk} = 0.050 \quad (23)$$

Das Spannungs-Dehnungs-Diagramm des Betonstahls entspricht Kurve 3 in Abbildung 8 rechts.

4.1.4 Erdbebenzone, Bauwerks- und Baugrundklasse

Die Untersuchung der Erdbebensicherheit wird für folgende Bedingungen durchgeführt:

$$\text{Erdbebenzone: } Z3b, a_{gd} = 1.6\text{m/s}^2 \quad (24)$$

$$\text{Bauwerksklasse: } \text{BWK I}, \gamma_f = 1.0 \quad (25)$$

$$\text{Baugrundklasse: } \text{BGK C} \quad (26)$$

4.2 Analyse des Gebäudes in "Wandrichtung"

Die Analyse folgt den Arbeitsschritten 1 bis 6 aus Kapitel 3.8. Jeder Schritt wird nachfolgend in einem eigenen Unterkapitel behandelt.

4.2.1 Nichtlineares Verformungsverhalten des Bauteils

Die Berechnung des Momenten-Krümmungs-Diagramms für den Einspannquerschnitt der Wand 6 erfolgt auf Basis nachstehender Bedingungen:

$$N_d = -1099\text{kN} \quad (n = N/(A_g f_{ck}) = 0.057 \text{ OK!}) \quad (27)$$

$$\varepsilon_{c,max} = 0.004 \quad (\text{keine Umschnürung}) \quad (28)$$

$$\varepsilon_{s,max} = 0.5\varepsilon_{uk} = 0.025 \quad (\text{Übergreifungsstoss!}) \quad (29)$$

Das somit berechnete Diagramm ist in Abbildungen 6 und 7 dargestellt und seine bilineare Approximation gemäss Abbildung 7 ist durch folgende Eckgrössen definiert:

$$M_y' = 4100\text{kNm}, \phi_y' = 0.750 \times 10^{-3} \text{m}^{-1} \quad (30)$$

$$EI_y = M_y'/\phi_y' = 5.49 \times 10^6 \text{kNm}^2 \quad (31)$$

$$M_n = 4450\text{kNm}, \phi_y = 0.814 \times 10^{-3} \text{m}^{-1} \quad (32)$$

$$M_u = 4950\text{kNm}, \phi_u = 6.896 \text{km}^{-1} \quad (33)$$

Die Wände 10 und 6 besitzen die gleichen Eigenschaften.

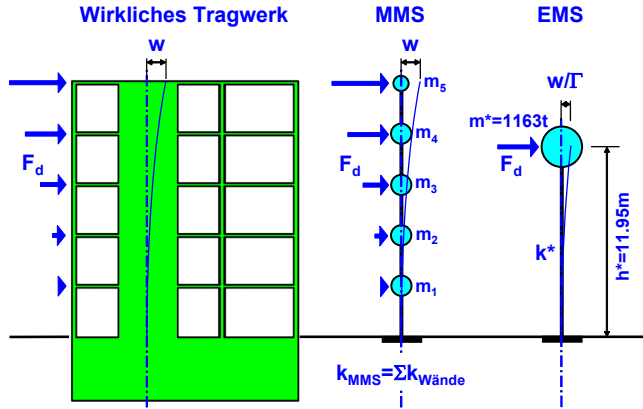


Abb. 12: Modellierung des Gebäudes in "Wandrichtung" (MMS = Mehrmassenschwinger, EMS = Einmassenschwinger).

4.2.2 Modaler Einmassenschwinger

In "Wandrichtung" weist das Gebäude ein ausgesprochen einfaches Tragverhalten auf. Der gesamte Widerstand gegen Horizontalkräfte resultiert alleine aus den beiden Stahlbetontragwänden. Die Umformung des wirklichen Tragwerks erfolgt wie in Abbildung 12 dargestellt und die genauen modalen Grössen lassen sich gemäss Anhang 2 aus SIA D0171 leicht berechnen. Sie betragen:

$$\bar{\phi}_i = [0.063 \ 0.2271 \ 0.4573 \ 0.7224 \ 1] \quad (34)$$

$$\text{Partizipationsfaktor: } \Gamma = 1.507 \quad (35)$$

$$\text{Modale Masse: } m^* = 1163 \text{t} \quad (36)$$

$$\text{Modale Höhe: } h^* = 11.95 \text{m} \quad (37)$$

4.2.3 Kraft-Verformungs-Beziehung des Tragwerks

Um das Verformungsverhalten des Gebäudes zu beschreiben, wird nicht direkt dessen Kraft-Verformungs-Beziehung, d.h. die F_d-w -Kurve, berechnet, sondern die entsprechende Beziehung des äquivalenten modalen Einmassenschwingers (EMS) (siehe Abbildung 12 rechts). Diese Kraft-Verformungs-Beziehung des äquivalenten modalen EMS wird durch die F_d-w/Γ -Kurve beschrieben. Die beiden Kurven unterscheiden sich lediglich durch den Faktor Γ und die zweite lässt sich in diesem Fall einfacher berechnen. Hierfür ist zunächst die Länge des plastischen Gelenks zu bestimmen:

$$L_{pl} = 1.0 \cdot (0.08 \cdot 11950 + 0.022 \cdot 450 \cdot 20) = 1154 \text{mm} \quad (38)$$

Anschliessend ist die nichtlineare F_d-w/Γ -Kurve einer Wand wie folgt zu ermitteln:

$$F_y = M_n/h^* = 4450/11.95 = 372 \text{kN} \quad (39)$$

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{h^*}{3} = 0.814 \times 10^{-3} \cdot \frac{11.95}{3} = 3.242 \times 10^{-3} \quad (40)$$

$$w_y/\Gamma = \theta_y \cdot h^* = 3.242 \times 10^{-3} \cdot 11.95 = 0.039 \text{m} \quad (41)$$

$$F_u = M_u/h^* = 4950/11.95 = 414 \text{kN} \quad (42)$$

$$\begin{aligned} \theta_u &= \theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{h^*}\right) \\ &= 9.922 \times 10^{-3} \end{aligned} \quad (43)$$

$$w_u/\Gamma = \theta_u \cdot h^* = 9.922 \times 10^{-3} \cdot 11.95 = 0.119 \text{m} \quad (44)$$

Die nichtlineare Kraft-Verformungs-Beziehung des äquivalenten modalen EMS ergibt sich aus der Summe der F_d-w/Γ -Kurven der beiden Wände und ist in Abbildung 13 dargestellt. Die Eckgrössen der nichtlinearen Kraft-Verformungs-Beziehung des äquivalenten modalen EMS sind:

$$F_y = 2 \cdot 372 = 744 \text{kN}, \quad w_y/\Gamma = 0.039 \text{m} \quad (45)$$

$$F_u = 2 \cdot 414 = 828 \text{kN}, \quad w_u/\Gamma = 0.119 \text{m} \quad (46)$$

Damit kann die Grundschnitzzeit des äquivalenten modalen EMS berechnet werden, die per Definition der Grundschnitzzeit des Tragwerks entspricht:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{F_y/(w_y/\Gamma)}} = 2\pi \sqrt{\frac{1163}{744/0.039}} = 1.55 \text{s} \quad (47)$$

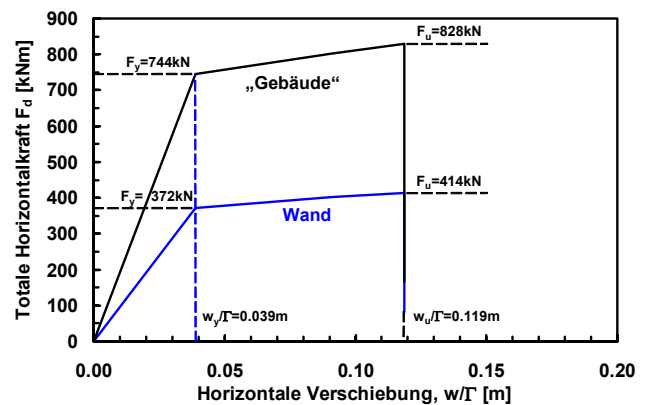


Abb. 13: Kraft-Verformungs-Beziehung des modalen Einmassenschwingers äquivalent zur Grundschnitzform des Gebäudes in "Wandrichtung".

4.2.4 Berechnung der Kapazitätskurve

Die Kapazitätskurve des Tragwerks ergibt sich durch Division der Kraft in der Kraft-Verformungs-Beziehung des äquivalenten Einmassenschwingers durch die modale Masse $m^* = 1163 \text{t}$ des Tragwerks. Die Kapazitätskurve des Tragwerks in "Wandrichtung" ist in Abbildung 14 dargestellt.

4.2.5 Schätzung des Verformungsbedarfs w_d

Der Verformungsbedarf w_d/Γ entspricht der spektralen Ordinate $S_{ud}(T = 1.55)$ des elastischen Bemessungsspektrums der Verschiebung gemäss Ziffer 5.3.2 aus SIA 2018. Die Ordinate wird berechnet für Z3b,

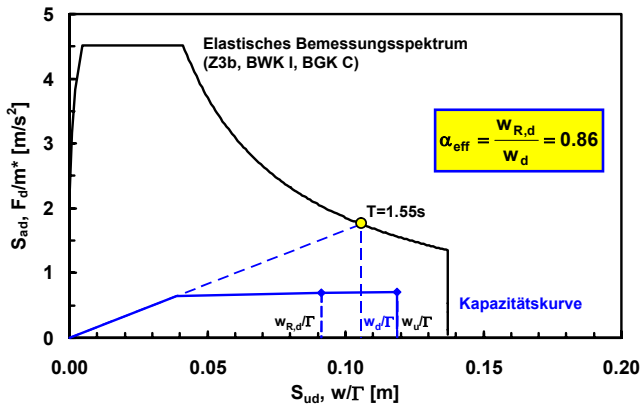


Abb. 14: Beurteilung der Erdbbensicherheit des Gebäudes in "Wandrichtung".

BWK I, BGK C sowie eine Grundschwingzeit von $T = 1.55\text{s}$ und beträgt:

$$w_d/\Gamma = S_{ud}(T = 1.55) = 0.106\text{m} \quad (48)$$

Das maximale Verformungsvermögen des Tragwerks beträgt:

$$\frac{w_{R,d}}{\Gamma} = \frac{w_u}{\gamma_D \cdot \Gamma} = \frac{0.119}{1.3} = 0.092\text{m} < 3 \frac{w_y}{\Gamma} \text{ OK!} \quad (49)$$

Der Erfüllungsfaktor α_{eff} gemäss Ziffer 9.1.2 von SIA 2018 folgt somit zu:

$$\alpha_{eff} = \frac{w_{R,d}}{w_d} = \frac{0.092}{0.106} = 0.87 \quad (50)$$

Das angenommene elastische Bemessungsspektrum und die Kapazitätskurve des Gebäudes in "Wandrichtung" sind in Abbildung 14 dargestellt.

4.2.6 Überprüfung des Querkraftwiderstands

Die Wände müssen für die erhöhte Querkraft V_d^+ überprüft werden. Gemäss Ziffer 6.2.15.2 von SIA 2018 und Ziffer 4.3.9.4.4 von SIA 262 beträgt V_d^+ :

$$\begin{aligned} V_d^+ &= \kappa \cdot V_d = \left(0.9 + \frac{n}{10}\right) \cdot F_u \\ &= \left(0.9 + \frac{5}{10}\right) \cdot 414 = 580\text{kN} \end{aligned} \quad (51)$$

Bei der Überprüfung des Querkraftwiderstands soll sowohl das Versagen der Querbewehrung als auch der Druckdiagonalen überprüft werden:

1) Überprüfung der Querbewehrung gemäss SIA 262 Ziffer 4.3.3.4.3:

$$\begin{aligned} V_{Rd,s} &= \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{sd} \cdot \cot \alpha \\ &= \frac{2 \cdot 50.3}{200} \cdot (0.9 \cdot 3970) \cdot 390 \cdot \cot 45 \\ &= 700915\text{N} = 701\text{kN} > 580\text{kN} \text{ OK!} \end{aligned} \quad (52)$$

2) Überprüfung der Druckdiagonale gemäss SIA 262 Ziffer 4.3.3.4.5:

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= b_w \cdot z \cdot k_c \cdot f_{cd} \cdot \sin \alpha \cos \alpha \\ &= 200 \cdot (0.9 \cdot 3970) \cdot 0.4 \cdot 16 \cdot \sin 45 \cos 45 \\ &= 2246400\text{N} = 2246\text{kN} > 580\text{kN} \text{ OK!} \end{aligned} \quad (53)$$

4.3 Analyse des Gebäudes in "Rahmenrichtung"

Die Analyse folgt den Arbeitsschritten 1 bis 6 aus Kapitel 3.8. Jeder Schritt wird in einem eigenen Unterkapitel behandelt.

4.3.1 Nichtlineares Verformungsverhalten des Bauteils

Jeder Rahmen wird in einem Finite-Elemente-Programm mit nichtlinearen Berechnungsmöglichkeiten modelliert. Sowohl Stützen als auch Riegel werden gemäss Abbildung 15 durch lineare Stabelemente mit konzentrierten nichtlinearen Endgelenken ("lumped plasticity elements") abgebildet.

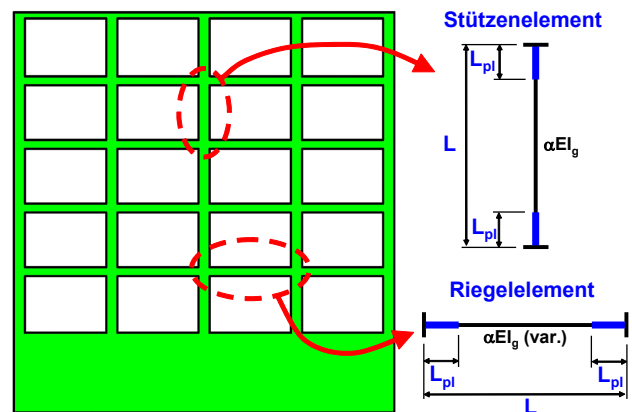


Abb. 15: Modellierung des Gebäudes in "Rahmenrichtung".

Die elastische Steifigkeit αEI_g des Stützelements ergibt sich durch Multiplikation der Steifigkeit im ungerissenen Zustand EI_g mit dem Abminderungsfaktor α zur Berücksichtigung der Rissebildung. EI_g wird aus den geometrischen Eigenschaften der Stütze (Abbildung 11) und den Materialeigenschaften aus Kapitel 4.1.3 bestimmt. α wird unter Berücksichtigung der Normalkraft in den Stützen infolge Schwerelasten aus Tabelle G3 von SIA D0171 abgelesen. Die Steifigkeit αEI_g wird in jeder Stütze während der gesamten Berechnung (siehe Kapitel 4.3.3) konstant gehalten, auch wenn die Normalkraft in den Stützen infolge Rahmenwirkung eigentlich variiert.

Die nichtlinearen Eigenschaften der Endgelenke in den Stützelementen werden durch starr-plastische Momenten-Verdrehungs-Beziehungen beschrieben. Diese Beziehungen sind folgendermassen zu bestimmen:

1) Berechnung der Momenten-Krümmungs-Beziehung des Stützenquerschnitts unter Berücksichtigung der vorhandenen Normalkraft. Abbildung 16 zeigt die Momenten-Krümmungs-Beziehungen der

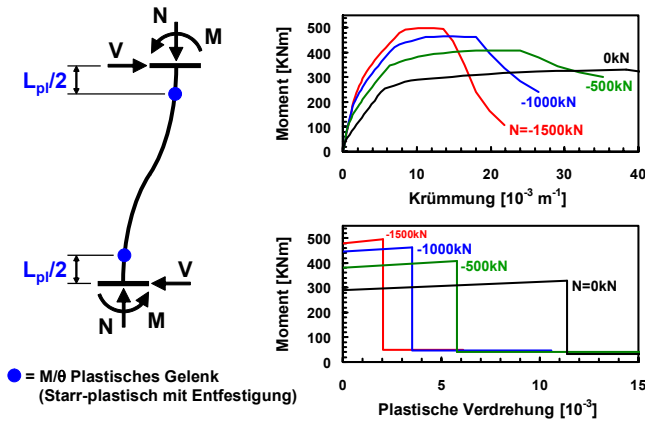


Abb. 16: Eigenschaften der in Abbildung 11 dargestellten Stützelemente vom Typ A.

Stützen vom Typ A für vier verschiedene Normalkräfte, die den gesamten Bereich der zu erwartenden Stütznormalkräfte abdecken. In diesem Fall ist zu bemerken, dass bei der grössten Normalkraft $N = 1500\text{kN}$ (entsprechend einer bezogenen Normalkraft von $n = 0.35$) das vorhandene Krümmungsduktilitätsangebot nur etwa $\mu_\phi \cong 2$ beträgt.

- 2) Bilineare Approximation der soeben berechneten Momenten-Krümmungs-Beziehung gemäss Kapitel 3.6 bestimmen.
- 3) Berechnung der Momenten-Verdrehungs-Beziehungen des Querschnitts für eine Länge des plastischen Gelenks von:

$$L_{pl} = 1.0 \cdot (0.08 \cdot 1600 + 0.022 \cdot 450 \cdot 18) = 306\text{mm} \quad (54)$$

- 4) Berechnung der starr-plastischen Momenten-Verdrehungs-Beziehung in den Gelenken. Entspricht dem plastischen Teil der unter Punkt 3 berechneten Kurven. Für die Stützen vom Typ A sind diese Beziehungen in Abbildung 16 dargestellt.

Für die Riegelemente erfolgt die Bestimmung der Eigenschaften auf ähnliche Art und Weise. Nur im elastischen Teil des Elements werden unterschiedliche Biegesteifigkeiten berücksichtigt, um die unterschiedlichen Querschnitte in Feldmitte und im Stützenbereich zu berücksichtigen (siehe Abbildung 11). Die nichtlinearen Eigenschaften der Riegelgelenke sind in Abbildung 17 dargestellt.

Die nichtlinearen Eigenschaften der Stützen und Riegel wurden im vorliegenden Fall unter Annahme folgender maximaler Dehnungen bestimmt:

$$\varepsilon_{c,max} = 0.004 \quad (55)$$

$$\varepsilon_{s,max} = \varepsilon_{uk} = 0.050 \quad (56)$$

Die Flexibilität der Rahmenknoten wurde in diesem Beispiel nicht explizit berücksichtigt. Sie wurde nur behelfsmässig berücksichtigt, indem die frei Länge der

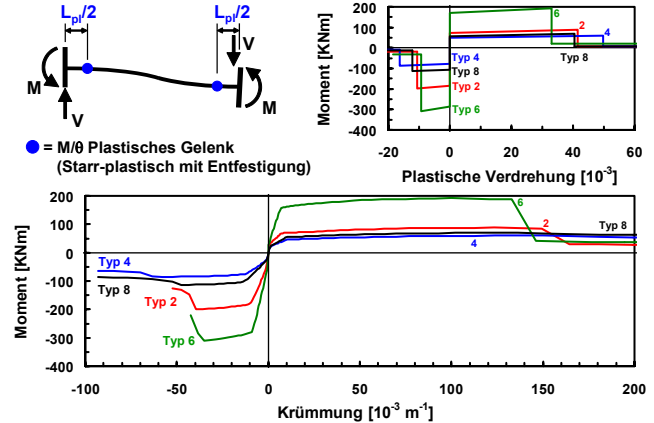


Abb. 17: Eigenschaften der Riegelemente. Die angegebenen Typen beziehen sich auf Tabelle 1.

Stützen und Riegel gleich dem Achsabstand zwischen den angrenzenden Elementen gesetzt wurde.

4.3.2 Modaler Einmassenschwinger

Die genauen modalen Eigenschaften des Tragwerks sollten aus einer 3D-Modellierung des Gebäudes mit einem Finite-Elemente-Programm bestimmt werden. Im Rahmen dieses Beispiels werden jedoch als erste grobe Näherung die modalen Eigenschaften eines regelmässigen Rahmentragwerks verwendet. Diese Eigenschaften können anhand von Bild G.6 und Tabelle G2 aus SIA D0171 berechnet werden. Sie betragen:

$$\bar{\Phi}_1 = [0.2846 \ 0.5462 \ 0.7635 \ 0.9190 \ 1] \quad (57)$$

$$\text{Partizipationsfaktor: } \Gamma = 1.252 \quad (58)$$

$$\text{Modale Masse: } m^* = 0.879 \cdot m_{tot} = 1523t \quad (59)$$

$$\text{Modale Höhe: } h^* = 0.703 \cdot h_{tot} = 11.25\text{m} \quad (60)$$

4.3.3 Kraft-Verformungs-Beziehung des Tragwerks

Das Beispielgebäude ist in Rahmenrichtung leicht asymmetrisch. Die Belastung durch im Massenzentrum jeden Stockwerks wirkender Horizontallasten würde daher eine Verdrehung des Gebäudes hervorrufen. Rahmen A würde dabei die grössten Verformungen erfahren. Die Behandlung dieser Torsionseffekte würde den Rahmen dieses einfachen Beispiels sprengen, weshalb sie hier vernachlässigt wird. Für ihre Behandlung wird auf Kapitel G.8 aus SIA D0171 oder auf Kapitel 3 aus FEMA 356 verwiesen.

Dank dieser Vereinfachung kann die Kraft-Verformungs-Beziehung des Tragwerks hier als Summe der Kraft-Verformungs-Beziehungen der drei Rahmen berechnet werden. Die Verteilung der Horizontalkraft F_d über die Höhe ist bei jedem Rahmen affin zum Eigenvektor $\bar{\Phi}_1$ aus Gleichung (57).

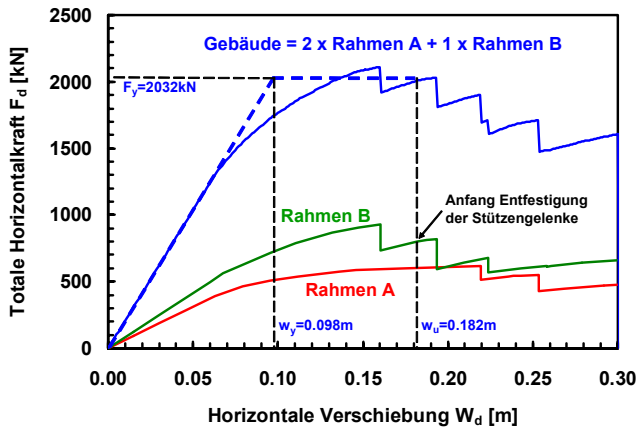


Abb. 18: Kraft-Verformungs-Beziehung des Gebäudes in "Rahmenrichtung".

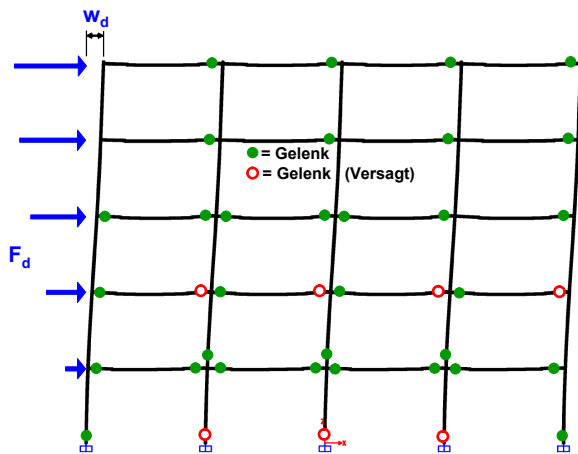


Abb. 19: Verformungsfigur von Rahmen "B" beim Versagen.

Die Kraft-Verformungs-Beziehung der Rahmen A und B sowie des gesamten Tragwerks in "Rahmenrichtung" sind in Abbildung 18 dargestellt. Die Versagensverschiebung w_u des Gebäudes wird erreicht, wenn drei Stützen (Stützen 12, 13 und 14 in Abbildung 10) im Erdgeschoss von Rahmen B versagen.

Eigentlich ist schon vor dem Erreichen dieses Zustands ein Abfall der Kraft-Verformungs-Beziehung erkennbar. Bei einer Verschiebung von $w = 0.16\text{m}$ versagen drei Riegelgelenke im 2. OG (siehe Abbildung 18). Solange der Kraftabfall kleiner als 20% der Maximalkraft ist, kann normalerweise ein solches lokales Versagen in Kauf genommen werden (siehe Paulay & Priestley (1992)). Das Versagen der Biegegelenke in den Riegeln erzeugt eine Umlagerung der Schnittkräfte, die nicht zum Einsturz führt, solange diese Biegegelenke noch in der Lage sind, die Riegelquerkräfte infolge Schwerelasten und Erdbeben zu übertragen. Diese Fähigkeit wird im Rahmen des vorliegenden Beispiels angenommen, weil beim Versagen des Biegegelenks (Versagen der Biegedruckzone) die kräftige Längsbewehrung des Riegels noch intakt ist.

Das Versagen der drei Stützen führt zu einem Abfall der Kraft bis auf $F_d = 1808\text{kN}$. Dies entspricht 86% der maximal erreichten Kraft von $F_d = 2112\text{kN}$ und wäre gemäss des zuvor erwähnten Versagenskriteriums noch akzeptabel. Das Versagen von schwer belasteten Stützen kann hingegen nicht in Kauf genommen werden, da ihre Fähigkeit grosse Normalkräfte zu tragen, nicht mehr sichergestellt wäre.

Aus der bilinearen Approximation der Kraft-Verformungs-Beziehung des ganzen Tragwerks lässt sich die Grundschwingzeit des Gebäudes schätzen:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{F_y/(w_y/\Gamma)}} \quad (61)$$

$$= 2\pi \sqrt{\frac{1523}{2032/(0.098/1.252)}} = 1.52\text{s}$$

4.3.4 Berechnung der Kapazitätskurve

Die Kapazitätskurve des Tragwerks ergibt sich durch Division der Kraft F_d in der Kraft-Verformungs-Beziehung durch die modale Masse $m^* = 1523\text{t}$ und durch Division der Verschiebung w durch den Partizipationsfaktor $\Gamma = 1.252$. Die Kapazitätskurve des Tragwerks in "Rahmenrichtung" ist in Abbildung 20 dargestellt.

4.3.5 Schätzung des Verformungsbedarfs w_d

Der Verformungsbedarf w_d/Γ , berechnet für Z3b, BWK I, BGK C sowie für eine Grundschwingzeit von $T = 1.52\text{s}$, beträgt:

$$w_d/\Gamma = S_{ud}(T = 1.52) = 0.106\text{m} \quad (62)$$

Das maximale Verformungsvermögen des Tragwerks beträgt:

$$\frac{w_{R,d}}{\Gamma} = \frac{w_u}{\gamma_D \cdot \Gamma} = \frac{0.182}{1.3 \cdot 1.252} = 0.112\text{m} < 3 \frac{w_y}{\Gamma} \text{ OK!} \quad (63)$$

Der Erfüllungsfaktor α_{eff} gemäss Ziffer 9.1.2 von SIA 2018 folgt somit zu:

$$\alpha_{eff} = \frac{w_{R,d}}{w_d} = \frac{0.112}{0.104} = 1.07 \quad (64)$$

Das angenommene elastische Bemessungsspektrum und die Kapazitätskurve des Gebäudes in "Rahmenrichtung" sind in Abbildung 20 dargestellt.

4.3.6 Überprüfung des Querkraftwiderstands

Der Querkraftwiderstand der Stützen und Riegel soll gemäss Ziffer 6.2.15.3 SIA 2018 und nach Norm SIA 262 unter Berücksichtigung der Bemessungswerte der Materialeigenschaften ermittelt werden. Die Rahmengknoten wurden im numerischen Modell des Tragwerks nicht berücksichtigt und müssen im Zusammenhang mit diesem Schritt überprüft werden.

Beide Nachweise werden hier aus Platzgründen nicht durchgeführt.

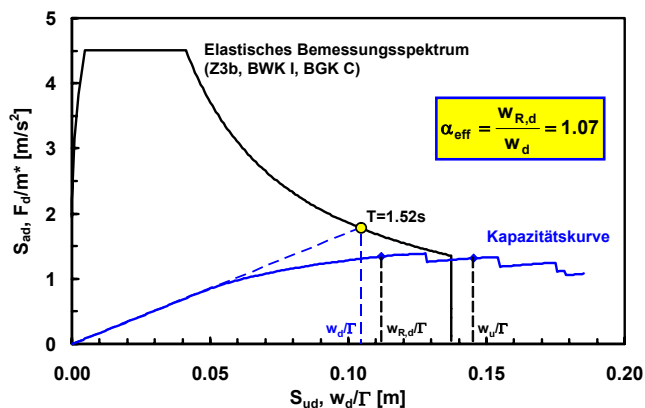


Abb. 20: Beurteilung der Erdbbensicherheit des Gebäudes in "Rahmenrichtung".

5 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Das verformungsbasierte Verfahren erlaubt eine wirklichkeitsnähere Erfassung des seismischen Verhaltens von Tragwerken und führt deshalb im Allgemeinen zu einer günstigeren Beurteilung der Erdbbensicherheit bestehender Gebäude.

Wichtige Aspekte dieses neuen Verfahrens wurden behandelt, und die Abläufe anhand eines stark vereinfachten Beispiels veranschaulicht.

Die Anwendung des verformungsbasierten Verfahrens ist für Länder mässiger Seismizität, wie die Schweiz, neu, und entsprechende Erfahrungen fehlen noch. Seine Anwendung in den kommenden Jahren soll zu einer Überprüfung und Verbesserung der vorgeschlagenen Regeln führen.

6 LITERATUR

Bachmann H. (1991), *Stahlbeton I*. Vorlesungsautographie. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich.

Bachmann H. (2002), *Erdbebensicherung von Bauwerken*. 2., überarbeitete Auflage. ISBN 3-7643-6941-8. Birkhäuser Verlag, Basel.

Dazio A., Wenk T., Bachmann H. (1999) Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung. *IBK Bericht Nr. 239*. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich. Birkhäuser Verlag Basel.

Dazio A. (2000), Entwurf und Bemessung von Tragwandgebäuden unter Erdbebeneinwirkung. *IBK Bericht Nr. 254*. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich. Birkhäuser Verlag Basel, 2000.

Dazio A. (2004a), Antwortspektren. *Tagungsband des SGEB Fortbildungskurses "Erdbebenbemessung mit den neuen SIA-Tragwerksnormen"*, Zürich 7. Oktober 2004. (Erhältlich bei: http://www.ibk.ethz.ch/da/weiterbildung/kurs_071004).

Dazio A. (2004b), Stahlbeton. *Tagungsband des SGEB Fortbildungskurses "Erdbebenbemessung mit den neuen SIA-Tragwerksnormen"*, Zürich 7. Oktober 2004. (Erhältlich bei: http://www.ibk.ethz.ch/da/weiterbildung/kurs_071004).

EC8 (2002), *Design of Structures for Earthquake Resistance*. Comité Européen de Normalisation(CEN), Brussels.

EC8-3 (2004), *Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of Buildings*. Comité Européen de Normalisation(CEN), Brussels.

Fajfar P. (1999) Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 28, 979-993.

FEMA 356 (2000), Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. *FEMA 356*. Federal Emergency Management Agency, Washington.

FEMA 440 (2004), Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. *FEMA 440*. Federal Emergency Management Agency, Washington.

NZS 3101 (1995), *Concrete Structures Standard*. New Zealand Standard, Wellington.

Park R., Paulay T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. John Wiley & Sons, New York.

Paulay T., Priestley M.J.N. (1992), *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons, New York.

Priestley M.J.N., Seible F., Calvi G.M. (1996) *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley & Sons, New York.

SIA 162 (1989), *Betonbauten*. Norm. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

SIA 261 (2003), *Einwirkung auf Tragwerke*. Norm. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

SIA 262 (2003), *Betonbau*. Norm. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

SIA 2018 (2004), *Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben*. Merkblatt. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

SIA D0171 (2002), *Erdbebenberechtigter Entwurf und Kapazitätsbemessung eines Gebäudes mit Stahlbetontragwänden*. SIA Dokumentation. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

SIA D0181 (2003) *Grundlagen der Projektierung von Tragwerken / Einwirkung auf Tragwerke*. SIA Dokumentation. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

SIA D0182 (2003) *Betonbau*. SIA Dokumentation. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

SIA D0191 (2004) *Grundlagen der Projektierung von Tragwerken / Einwirkung auf Tragwerke: Bemessungsbeispiele*. SIA Dokumentation. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

SIA D211 (2005) *Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben*. Einführung in das Merkblatt SIA 2018. SIA Dokumentation. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

SGEB (2004) Erdbebenbemessung mit den neuen SIA-Tragwerksnormen. *Tagungsband des SGEB Fortbildungskurses vom 7. Oktober 2004. in Zürich*.