

Interaktion Boden-Bauwerk bei Betonböden und Bodenplatten

1. Grundlagen

Jedes Bauwerk muss ausreichend sicher gegründet werden, daher ist in der Planungsphase ein Gründungskonzept zu erarbeiten. Wird durch entsprechende Bodenaufschlüsse sowie eine Grundbruch- und Setzungsberechnung ein nicht ausreichend tragfähiger Untergrund festgestellt, kommen Bodenverbesserungen oder Pfahlgründungen zur Anwendung. Grundbruch- und Setzungsberechnungen sowie Pfahlfundationen wurden im Weiterbildungszyklus „Bauen + Wissen“ schon ausführlich behandelt. In diesem Vortrag steht die Interaktion Bodenplatte – Baugrund im Zentrum.

1.1 Normative Grundlagen

SIA260 Art. 3.3.4.5

Bei beträchtlicher Beeinflussung des Tragverhaltens durch den Baugrund ist dessen Mitwirkung durch geeignete Modellierung zu berücksichtigen. Die Anwendung ist in der Norm SIA 267 geregelt.

SIA 262 Art. 4.1.3.1.2

Die Interaktion von Boden und Bauwerk ist angemessen zu berücksichtigen. Die Bestimmung der Normen SIA197, SIA198 und SIA 267 sind zu beachten.

SIA267 Art. 4.5.3.1

Das gewählte Berechnungsmodell muss das Verhalten von Baugrund und Tragwerk im betrachteten Grenzzustand ausreichend zuverlässig beschreiben.

1.2 Baugrund

Grundlage für die Wahl der Fundationsart sind die Tragfähigkeit und das Verformungsverhalten des Baugrundes. Ist der Baugrund und das zu errichtende Bauwerk bekannt, kann meist schon in einer frühen Phase entschieden werden, ob eine Flachfundation in Frage kommt.



Aufnehmbarer Sohldruck

Faustregel:

- Nichtbindiger Boden: $q_k \approx 300 \text{ kN/m}^2$
- Bindiger Boden: $q_k \approx 100 \text{ kN/m}^2$
- Fels: $q_k \approx 1000 \text{ kN/m}^2$

Anmerkung: Der Druck des menschlichen Fusses beträgt etwa 50 kN/m^2



Bild 1) Aufnehmbare Bodenpressungen

Bauwerkstyp	Bauwerk	Zul. Setzungen	Übliche Bodenpressung
Wohnhäuser Büro- und Gewerbebauten	Flachbauten 1- 3 Stockwerke	Klein 25 - 50 mm	Klein $100 - 200 \text{ kN/m}^2$
	Hochbauten 3 - 6 Stockwerke	Klein 25 - 50 mm	Mittel 200 kN/m^2
	Hochhäuser mehr als 6 Stockw.	Klein 25 - 50 mm	Gross $> 300 \text{ kN/m}^2$
Industriebauten	Lagerhallen	Klein - Mittel	Klein $100 - 200 \text{ kN/m}^2$
	Rahmentragwerke Fabriken	Mittel	Mittel $200 - 300 \text{ kN/m}^2$
	Grosse Stützweiten Schwere Maschinen	Klein	Gross 400 kN/m^2

Tabelle 1) Beanspruchung des Baugrundes durch unterschiedliche Tragwerke

1.3 Bauwerk



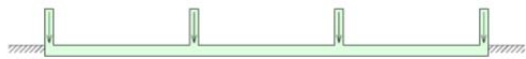
Betonböden

Schwimmender Betonboden

Gebäudelasten werden über Streifen und Einzelfundamente abgetragen.

Grundbruch-, Gleit- und Kippsicherheitsnachweis erforderlich.

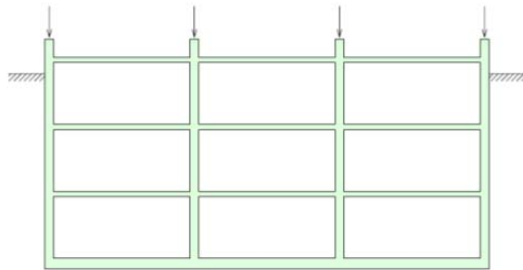
Plattenstärke (in der Regel) konstruktiv



Bodenplatte

Kein Kellergeschoss, Bodenplatte durchgehend oder mit lokalen Verstärkungen

Plattenstärke nach Gebrauchstauglichkeit. Bei hohen Linien- und Einzellasten lokale Plattenverstärkung.



Mit Kellergeschoss, Bodenplatte durchgehend oder mit lokalen Verstärkungen

Plattenstärke nach Gebrauchstauglichkeit, oft "weisse Wanne". Bei hohen Linien- und Einzellasten lokale Plattenverstärkung.

Bild 2) Hochbaukonstruktionen

- Nachweiskriterium für schwimmende Betonböden
 - Eignung bei gutem, trockenem Baugrund
 - Grundbruch-, Gleit- und Kippsicherheitsnachweis für Einzelfundamente erforderlich
 - Plattendicke nach den vorhandenen Nutzlasten
 - Möglichkeit zum Ausgleich von Inhomogenität im Baugrund nicht vorhanden
Im Vergleich zu obigen Lösungen muss mit grösseren Setzungsdifferenzen gerechnet werden.
 - **Keine Zwängungen Bodenplatte aufgehendes Bauwerk**

- Nachweiskriterium für durchgehende Bodenplatten
 - Grundbruch-, Gleit- und Kippsicherheitsnachweis i.d.R. nicht massgebend
 - Plattendicke nach Gebäudestatik (Durchstanzen massgebend)
 - Plattendicke nach Gebrauchstauglichkeit (z.B. weisse Wanne)
 - Möglichkeit zum Ausgleich von Inhomogenität im Baugrund
 - **Zwängungen Bodenplatte aufgehendes Bauwerk beachten**

- Nachweiskriterium für Bodenplatte mit lokaler Verstärkung
 - Eignung bei hohen Einzel- und Linienlasten
 - Verstärkungsbereich genügend gross wählen (Durchstanzen für Plattenstärke massgebend), Hydratationswärme Beton beachten.
 - Plattendicke ausserhalb der Verdickung nach Gebrauchstauglichkeit (Rissbildung) wählen.
 - Möglichkeit zum Ausgleich von Inhomogenitäten im Baugrund beschränkt
 - **Zwängungen Bodenplatte aufgehendes Bauwerk beachten**

2. Interaktion Boden - Bauwerk

SIA 267 Art. 2.5.2

Bei einfachen Bauaufgaben kann das Verhalten von Baugrund und Tragwerk unabhängig voneinander untersucht werden, sofern Gewähr für eine für die Bemessung zuverlässige Tragwerksanalyse besteht.

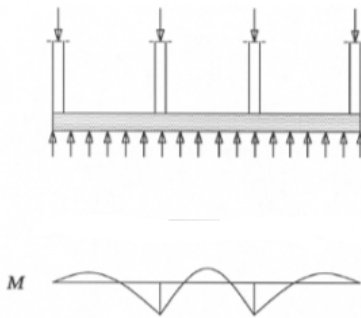


Bild 3) Biegestarres Fundament

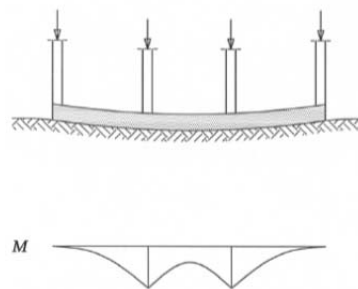
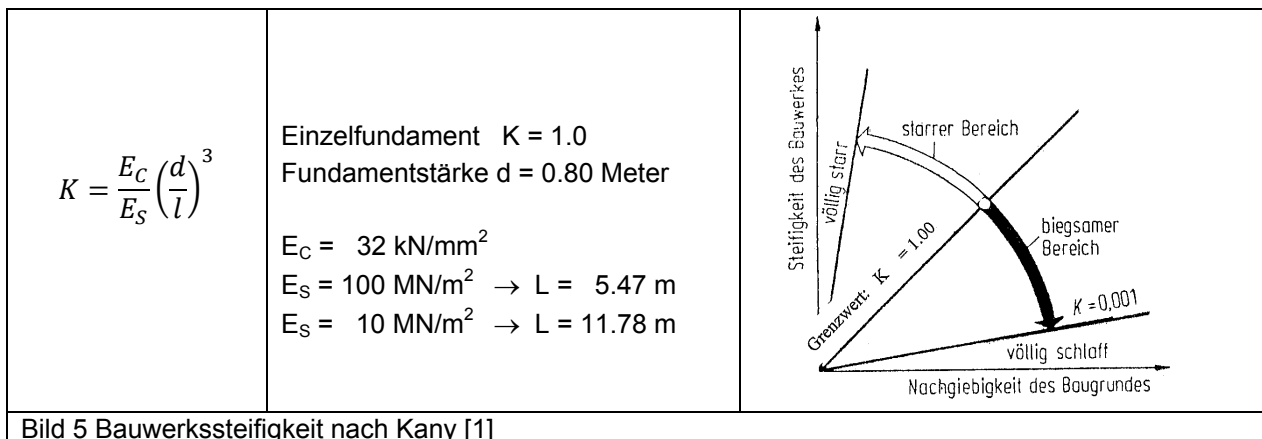


Bild 4) Biegeweiches Fundament

Die Bauwerkssteifigkeit beeinflusst die Bodenpressungen. Dabei können zwei Grenzfälle unterschieden werden, die biegestarke Konstruktion und die biegeweiche Konstruktion. Im ersten Fall bleibt die Sohlfläche eben, im zweiten Fall wird die vertikale Belastung direkt in den Baugrund übertragen. Für die Abgrenzung biegestarr und biegeweich kann die Systemsteifigkeit K verwendet werden. Eine nennenswerte Abweichung von der Bodenpressungsverteilung unter einer vollkommen starren Platte erscheint erst dann, wenn die Vergleichszahl K unter den Wert von 1 sinkt.



Bodenart	Wichte		Endfestigkeit		Anfangs- festigkeit (*)	Steife- modul
	feucht	unter Auftrieb	Reibungs- winkel	Kohäsion		
	γ	γ'	ϕ'	c'	c_u	E_s
	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[°]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[MN/m ²]
Nichtbindige Böden:						
Sand, locker, rund	18	10	30	-	-	20 - 50
Sand, locker, eckig	18	10	32,5	-	-	40 - 80
Sand, mitteldicht, rund	19	11	32,5	-	-	50 - 100
Sand, mitteldicht, eckig	19	11	35	-	-	80 - 150
Kies ohne Sand	16	10	37,5	-	-	100 - 200
Naturschotter, scharfkantig	18	11	40	-	-	150 - 300
Sand, dicht, eckig	19	11	37,5	-	-	150 - 250
Bindige Böden: Erfahrungswerte aus dem norddeutschen Raum für ungestörte Proben						
Ton, halbfest	19	9	25	25	50 - 100	5 - 10
Ton, schwer knetbar, steif	18	8	20	20	25 - 50	2,5 - 5
Ton, leicht knetbar, weich	17	7	17,5	10	10 - 25	1 - 2,5
Geschiebemergel, fest	22	12	30	25	200 - 700	30 - 100
Lehm, halbfest	21	11	27,5	10	50 - 100	5 - 20
Lehm, weich	19	9	27,5	-	10 - 25	4 - 8
Schluff	18	8	27,5	-	10 - 50	3 - 10
Klei, org., tonarm, weich	17	7	20	10	10 - 25	2 - 5
Klei, stark org., tonreich, weich	14	4	15	15	10 - 20	0,5 - 3
Torf	11	1	15	5	-	0,4 - 1
Torf unter mäßiger Vorbelastung	13	3	15	10	-	0,8 - 2

(*): Kohäsion des undränierten Bodens. Der zugehörige Reibungswinkel ist mit $\phi_u = 0$ anzunehmen.

Tabelle 2) Bodenkennwerte

⇒ Einzelfundamente und Streifenfundamente verhalten sich i.d.R. biegestarr. Die Bodenpressungen und die Schnittkräfte können ohne Interaktion mit dem Baugrund bestimmt werden.

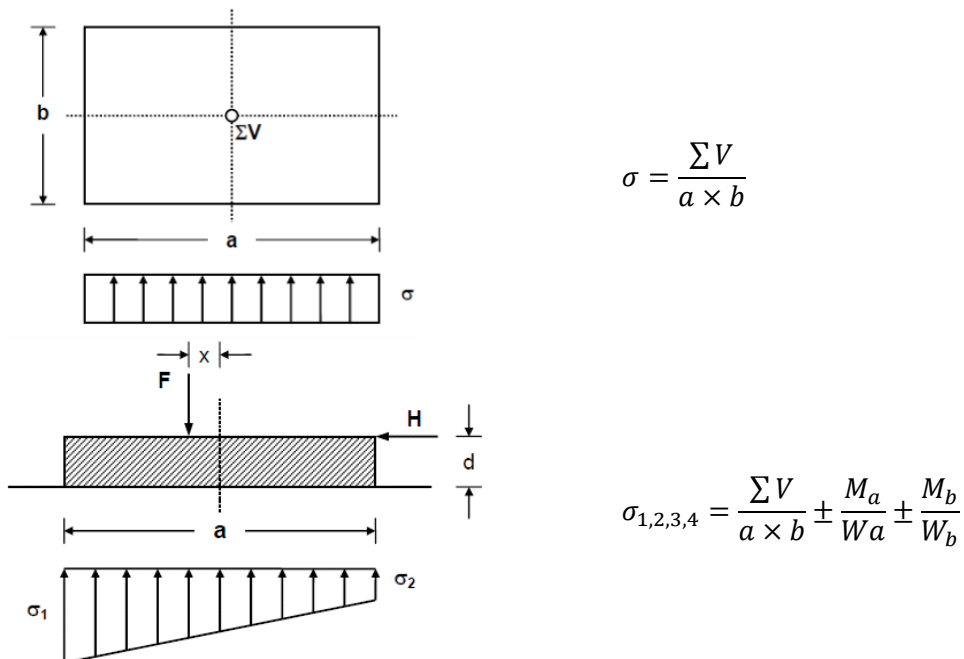


Bild 6) Spannungstrapezverfahren für starre Fundamente

3. Bodenplatten

SIA 262 Art. 4.1.1.3

Grundlage für die Ermittlung der Schnittgrößen bei statisch unbestimmten Systemen können sein:

- lineare Elastizitätstheorie (Ziffer 4.1.3.1)
- Plastizitätstheorie (Ziffer 4.1.4.2)
- nichtlineare Verfahren (Ziffer 4.1.4.3)

Für die Bemessung nach der Plastizitätstheorie finden wir in [2] folgenden Hinweis für die Bemessung:

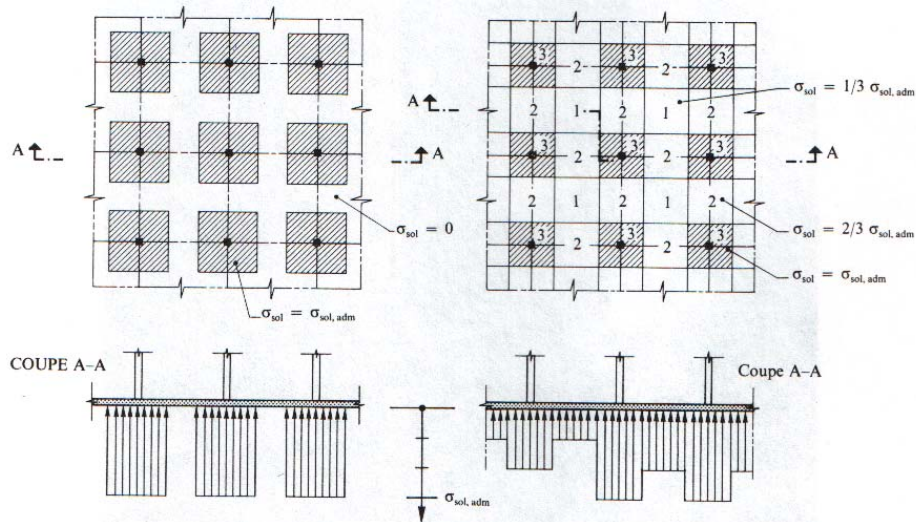


Bild 7) Bemessung einer Fundamentplatte [2]

In ähnlicher Weise finden wir in der Literatur Angaben wie die Bodenpressungen anzunehmen sind. Diese Berechnungsvorschläge erfüllen die Gleichgewichtsbedingungen ohne Berücksichtigung der Verträglichkeit Bodenplatte - Baugrund. Sie erfüllen den ersten Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie.

⇒ Ein Tragwerk aus plastisch verformbaren Werkstoffen versagt nicht, wenn zu der gegebenen Belastung irgendeine Spannungsverteilung gefunden werden kann, die den Gleichgewichtsbedingungen genügt und nirgends die Fließgrenze überschreitet

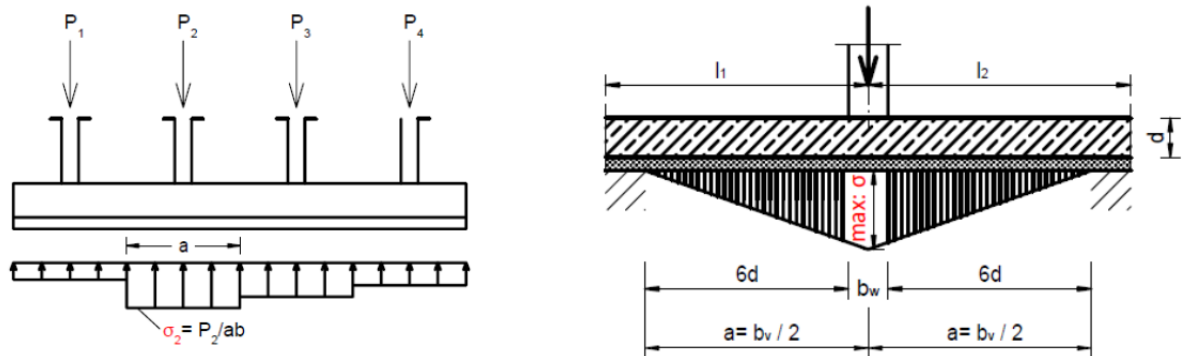


Bild 8) Vorgabe der Bodenpressungen ohne Interaktion mit dem Baugrund

Die Methoden der Plastizitätstheorie eignen sich zur Schnittgrössenermittlung für den Grenzzustand der Tragsicherheit, können aber keine Aussagen zur Gebrauchstauglichkeit machen. Eine ausschliessliche Bemessung nach der Plastizitätstheorie ist nicht zulässig. Es muss mit grossen Zwängungen und damit Rissbildungen in der Bodenplatte gerechnet werden. Bei entsprechenden Randbedingungen kann auch die Tragsicherheit beeinträchtigt werden.

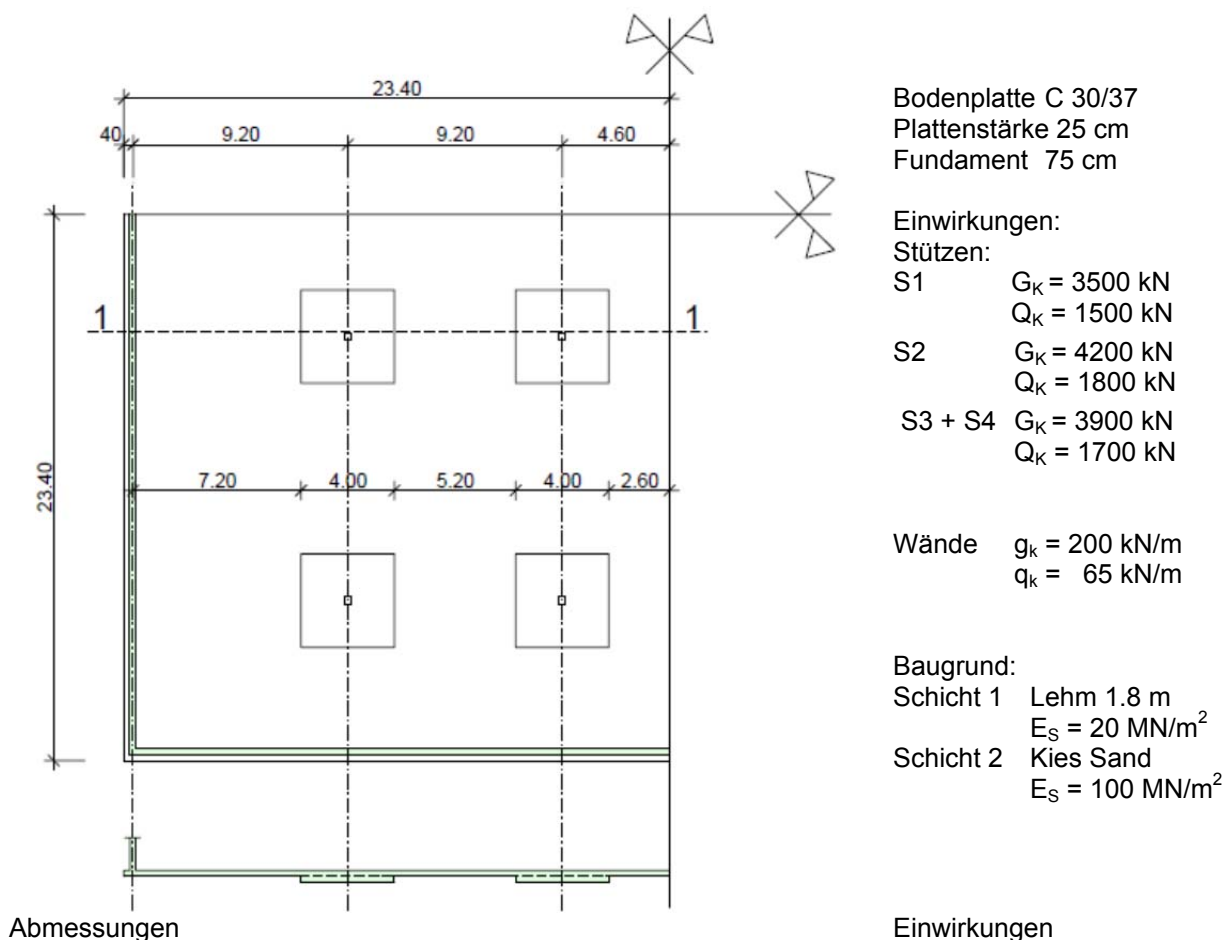
SIA 260 Zwangsschnittgrössen können für den Nachweis der Tragsicherheit nur vernachlässigt werden, falls für alle Tragwerksbereiche ein ausreichendes Verformungsvermögen gewährleistet ist und Stabilitätsversagen ausgeschlossen werden können. **Die Auswirkungen von aufgezogenen Deformationen aus dem Baugrund sind angemessen zu berücksichtigen.**

SIA 267 Art. 4.5.2.3

In der Regel darf bei geotechnischen Analysen der Baugrund bzw. das Baugrundverhalten durch einfache Modelle idealisiert werden., z.B.:

- die Baugrundsteifigkeit durch einen Bettungsmodul
- die Reaktionskraft im Boden (Erddruck, Erdwiderstand) durch eine vorbestimmte Erddruckbelastung
- das räumliche Tragwerk durch ein ebenes Modell
- das komplexen Formänderungsverhalten durch einfache Verformungsgesetze

Die Zuverlässigkeit der vereinfachten Modellannahmen ist zu überprüfen.



3.1 Berechnung ohne Interaktion Bauwerk-Boden

Mit den Annahmen nach Bild 7 und Bild 8 erhalten wir die Bodenpressungen und Schnittkräfte nach Bild 10.

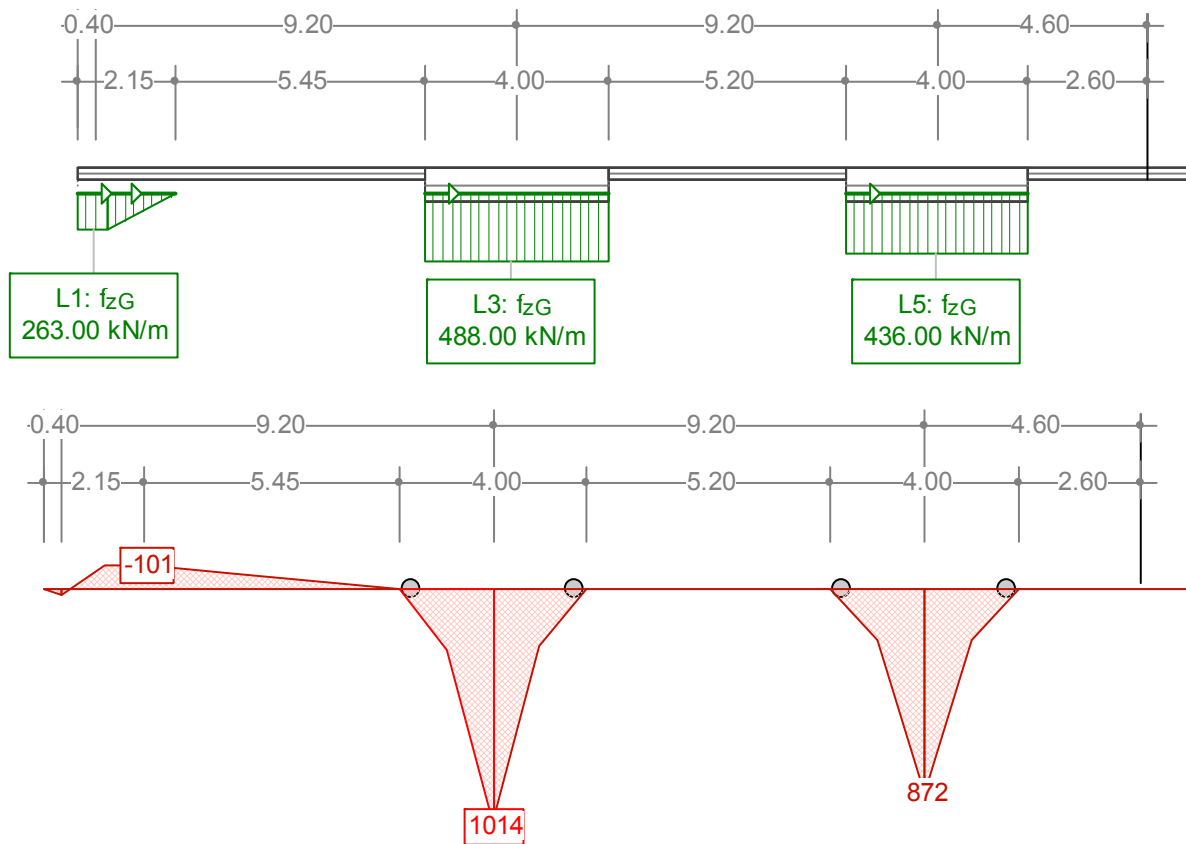


Bild 10) Bodenpressungen und Schnittkräfte ohne Interaktion

Das Mass a im Bild 8 hat einen grossen Einfluss auf die Grösse der Momente. Die Wahl einer fixen Breite für die Verteilung der Bodenpressungen (z.B. 6d im Bild 10) ist willkürlich. Je nach Bauwerks- und Baugrundsteifigkeit kann dieser Wert grösser oder kleiner sein. Ein Hinweis liefert die "elastische Länge" L.

$$L = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_C \cdot I_C}{b \cdot k_S}}$$

bindiger Boden	(Es ~ 10 MN/m ²):	L = 11,0 × d
Sand locker	(Es ~ 20 MN/m ²):	L = 8,7 × d
Sand mitteldicht	(Es ~ 50 MN/m ²):	L = 6,4 × d
Kies	(Es ~ 100 MN/m ²):	L = 5,8 × d

Tabelle 3) Elastische Länge und Verteilung der Bodenpressungen
 Fundament b < 2 L ≈ starr
 Fundament b > 5 L ≈ schlaff

3.1.1 Schadenfall

Im Bild 12 ist die Bewehrung einer Bodenplatte dargestellt. Die Verstärkungen Stützenbereich wurden als "Einzelfundamente" berechnet und armiert. Auf eine untere Bewehrung im Feld wurde verzichtet.

Das Gebäude steht in der Nähe der Limmat. Bei Hochwasser ist ein Anstieg des Grundwasserspiegels bis ein Meter über OK Bodenplatte zu erwarten. Die gewählte Ausführung kann die Gefährdungsbilder Gebrauchstauglichkeit und Tragsicherheit nicht erfüllen.



Bild 11) Bemessungsmodell

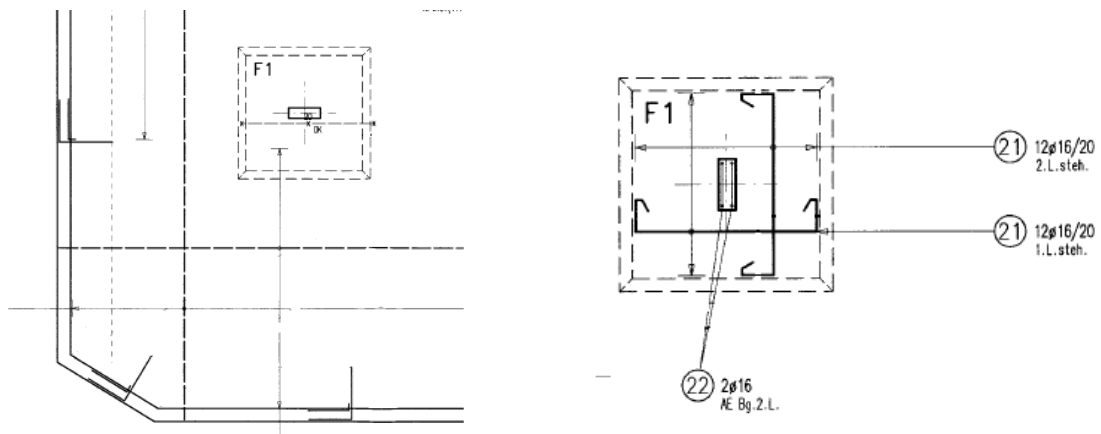


Bild 12) Bewehrungsführung

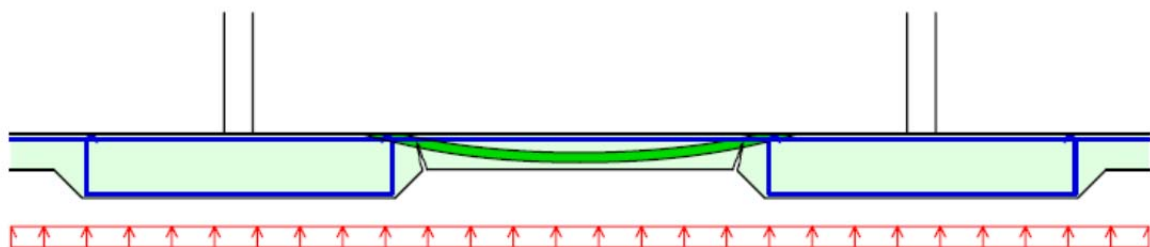
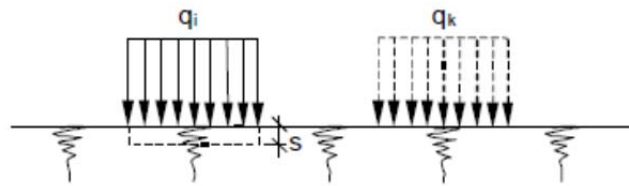


Bild 13) Tragmodell Auftrieb im Feld

3.2 Berechnung nach dem Bettungsmodulverfahren

Der Boden wird durch ein Federsystem ersetzt. Die Bodenreaktionen sind proportional zur Setzung. Der Bettungsmodul ist definiert zu:

$$k_s = \frac{q}{s} \quad (\text{MN/m}^3)$$



$$s \approx q \quad s_i = \sum_{j=1}^n c_{ij} q_j \quad c_{ij} = 0 \text{ für } i \neq j$$

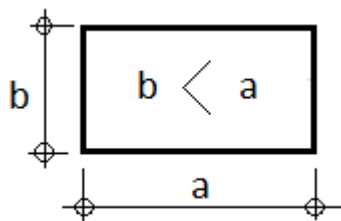
i: Ort der Setzung

j: Ort der Einwirkung

Bild 14) Bettungsmodulverfahren

Die meisten Statikprogramme bieten eine effiziente Unterstützung für die Bemessung nach dem Bettungsmodulverfahren. Das Modell geht davon aus, dass eine Last auf dem Baugrund nur in der Feder unter dem Lastpunkt eine Verformung verursacht. Die aus der Federkonstante resultierende Verschiebung der Bodenplatte stimmt nicht mit der zu erwartenden Setzungsmulde überein.

Die Bettungsziffer ist abhängig vom Bauwerk und vom Baugrund und damit keine Baugrundkonstante. Eine Berechnung mit Hilfe von Tabellenwerten ist nicht zu empfehlen. Die Bettungsziffer soll aus einer Setzungsberechnung bestimmt werden.



Setzung s $s = \frac{p \cdot b}{E_S} f_s$
 f_s Setzungseinflusszahlen nach Kany
für den kennzeichnenden Punkt

$$k_s = \frac{E_S}{b \cdot f_s}$$

Bettungsmodul k_s $s = \frac{p}{k_s}$

Bild 15) Zusammenhang Bettungsmodul / Setzungsberechnung

Die Auswertung für den Bettungsmodul im Beispiel 1 gibt folgende Werte:

Gebäudelast $\sum V_d = 191520 \text{ kN}$ Setzung $s_d = 12.6 \text{ mm}$
Bodenpressung $p_d = 87.5 \text{ kN/m}^2 \rightarrow k_{sd} = 7000 \text{ kN/m}^3$

Um die Mitwirkung des Bodens am Plattenrand zu berücksichtigen, wird empfohlen den Bettungsmodul in einem schmalen Randbereich um den Faktor 2 bis 4 zu vergrößern.

Gewählt: Aussenwände $b = 0.80 \text{ m}$, $k_s = 14'000$ Innenbereich $k_s = 7'000$

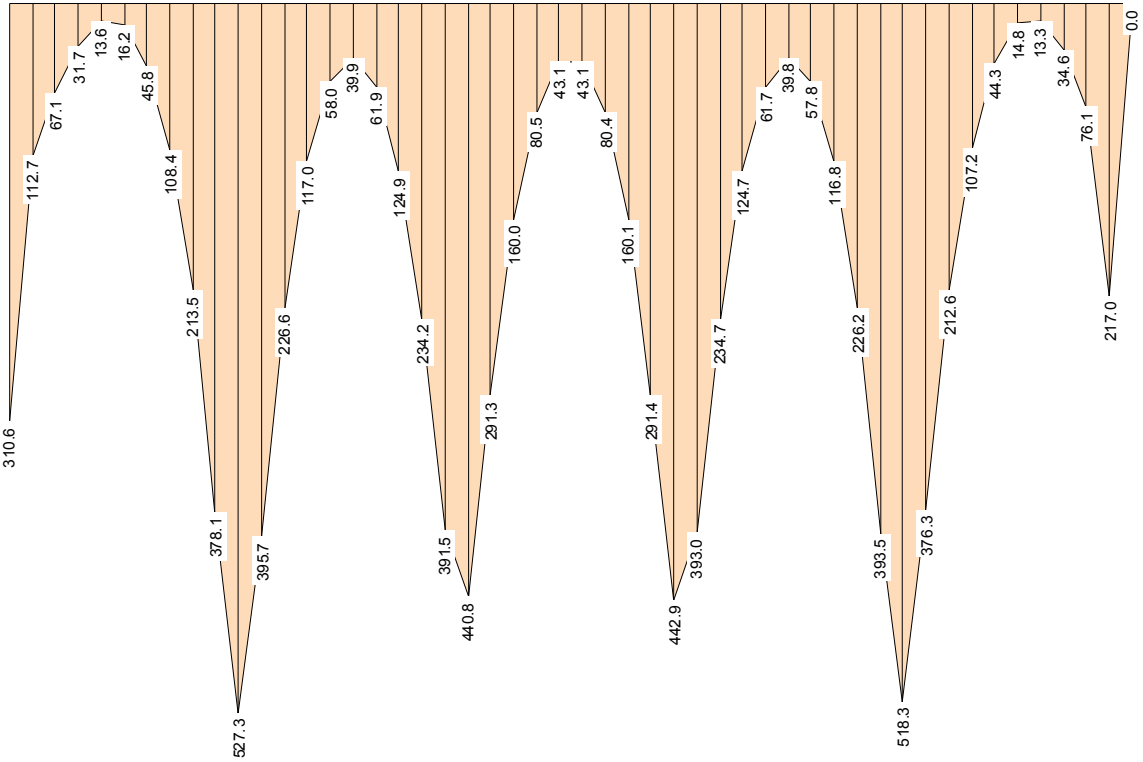


Bild 16) Bodenpressungen p_d Schnitt 1-1

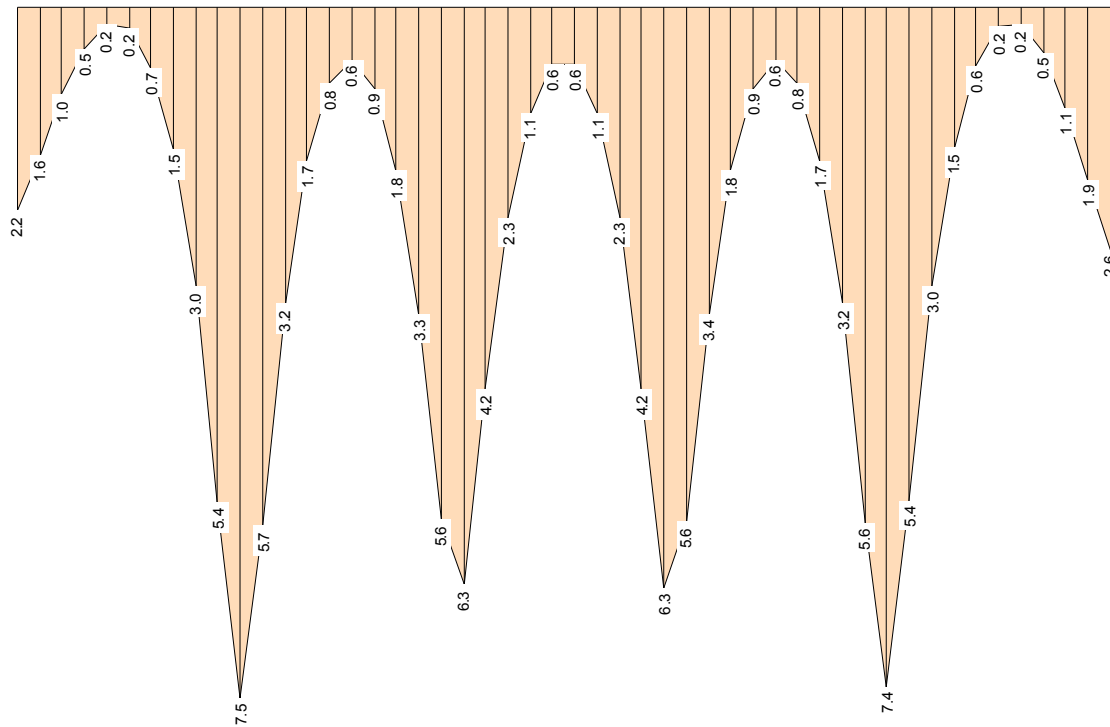


Bild 17) Verschiebungen im Schnitt 1-1

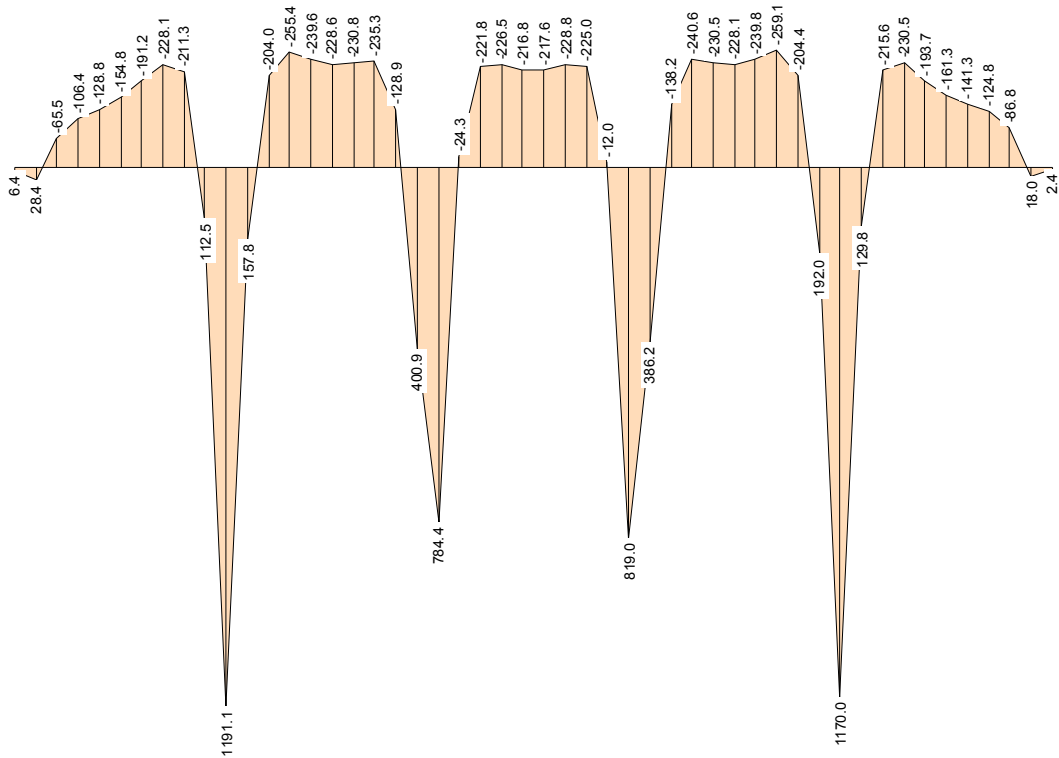


Bild 18) Biegemomente m_d Schnitt 1-1

Zusammenfassung Bettungsmodulverfahren	
Vorteile	Nachteile
<ul style="list-style-type: none"> • Einfache Eingabe • Kurze Rechenzeit • In den meisten Programmen verfügbar 	<ul style="list-style-type: none"> • Nur grobe Bodenmodellierung • Keine Bodenschichtungen erfassbar • Interaktion zwischen Bauwerken nicht erfassbar

3.3 Berechnung nach dem Steifemodulverfahren

Beim Steifemodulverfahren muss folgende Bedingung eingehalten werden:

⇒ **Biegelinie der Platte = Setzungsmulde des elastisch isotropen Halbraums**

Im Gegensatz zum Bettungsmodulverfahren erfordert das Steifemodulverfahren einen Iterationsprozess.

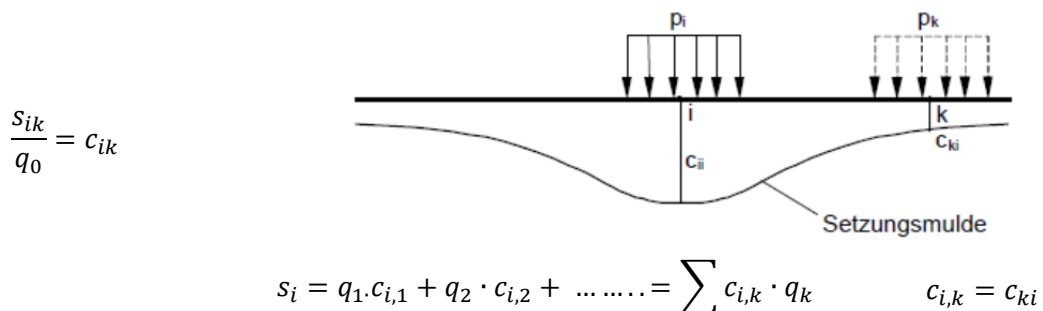


Bild 19) Steifemodulverfahren

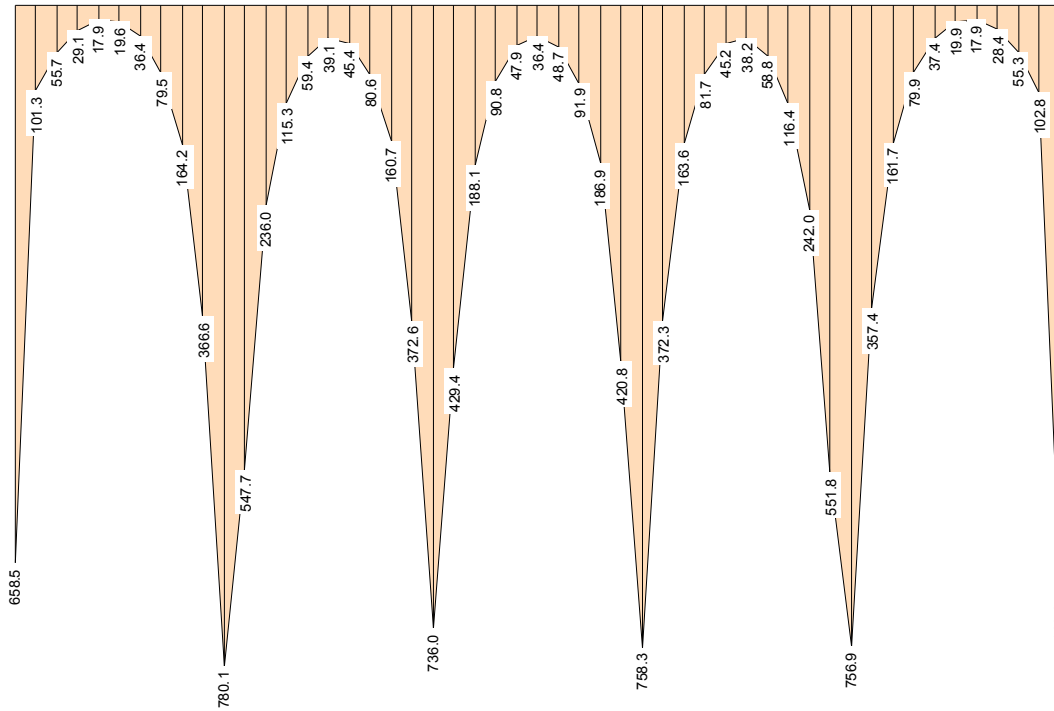


Bild 20) Bodenpressungen p_d Schnitt 1-1

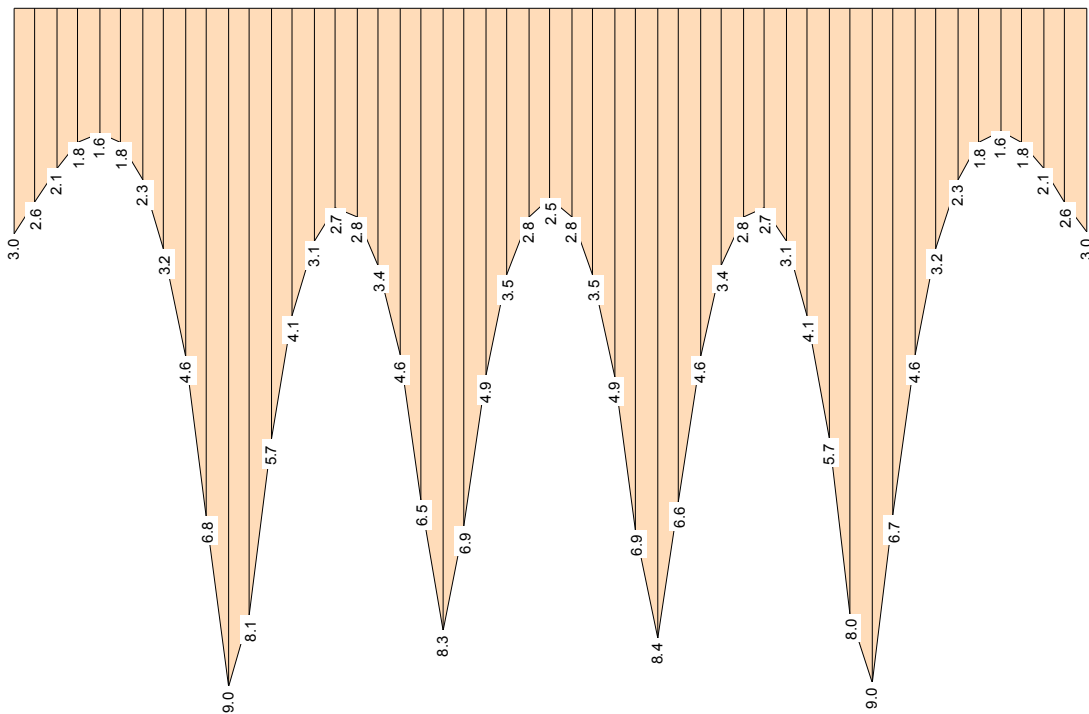


Bild 21) Verschiebungen im Schnitt 1-1

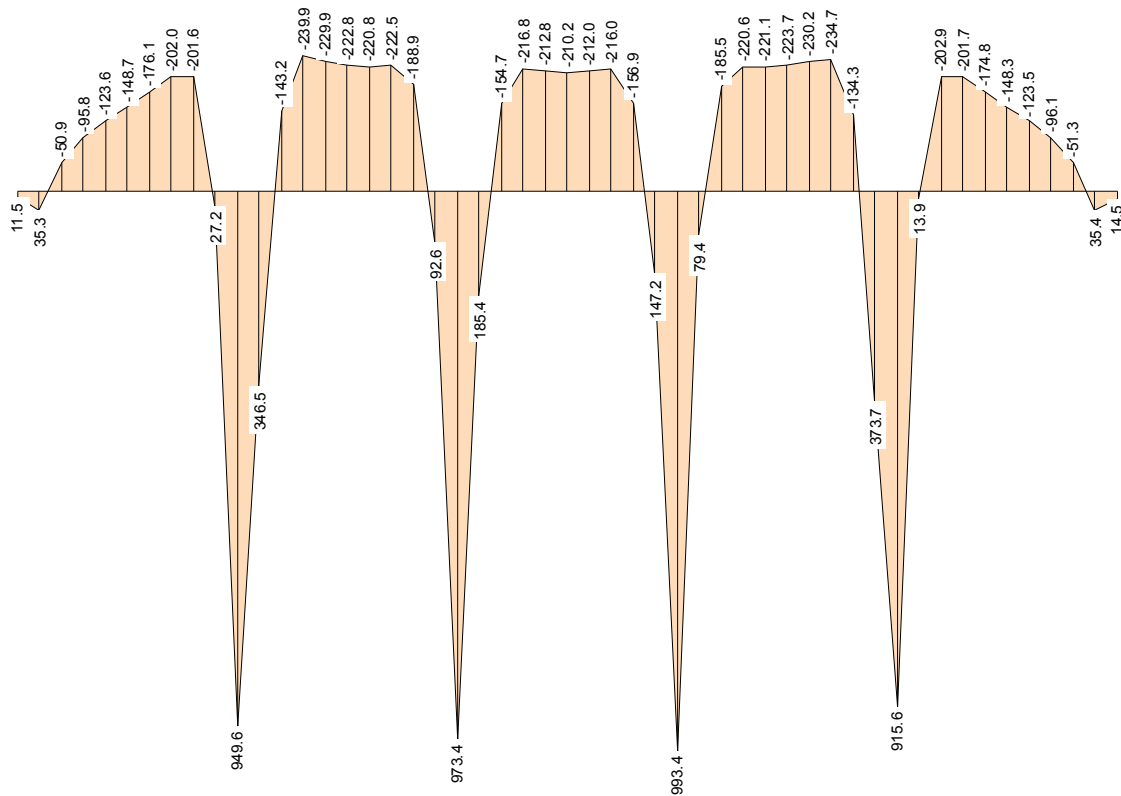
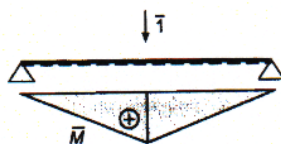
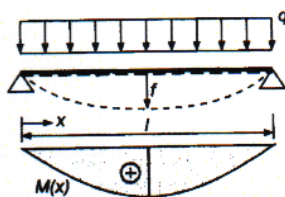


Bild 22) Biegemomente m_d Schnitt 1-1

Zusammenfassung Steifemodulverfahren	
Vorteile	Nachteile
<ul style="list-style-type: none"> • Gute Bodenmodellierung • Realitätsnahe Ergebnisse • Bodenschichtungen und Interaktionen zwischen Bauwerken sind erfassbar 	<ul style="list-style-type: none"> • Nicht für alle Software verfügbar • Iterative Berechnung • Superpositionsgesetz gilt nicht (nichtlineare Berechnung)

3.4 Materialverhalten von Stahlbeton

Bei der Berechnung nach dem Bettungsmodul- oder dem Steifemodulverfahren ist die Biegesteifigkeit des Gebäudes ein wesentlicher Parameter. Im Stahlbetonbau ist die Biegesteifigkeit $E_{cl}I_c$ keine Konstante. Ihre Abhängigkeit von der Beanspruchung muss bei Verformungsrechnungen berücksichtigt werden. Die Durchbiegung eines Bauteils wird deshalb durch Integration der Verkrümmung ϵ_x über die Bauteillänge ermittelt.



$$f = \int_0^l \frac{M_x}{EI_x} \cdot \bar{M}_x \cdot dx = \int_0^l \kappa_x \cdot \bar{M}_x \cdot dx$$

$$\kappa = \frac{1}{r} = \frac{M}{EI}$$

Bild 23) Verformungsberechnung im Stahlbetonbau

Im Stahlbetonbau ist es zweckmässig, die Krümmung direkt aus dem Dehnungszustand des Querschnittes zu ermitteln, der sich aus dem inneren Kräftegleichgewicht ergibt. Bild 24 zeigt den Zusammenhang zwischen einer Biegebeanspruchung und der Verformung (Krümmung) eines Stahlbetonbalkens. Die Rissbildung und die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen $\Delta\varepsilon_{sm}$ (tension stiffening) haben einen grossen Einfluss auf die Biegesteifigkeit.

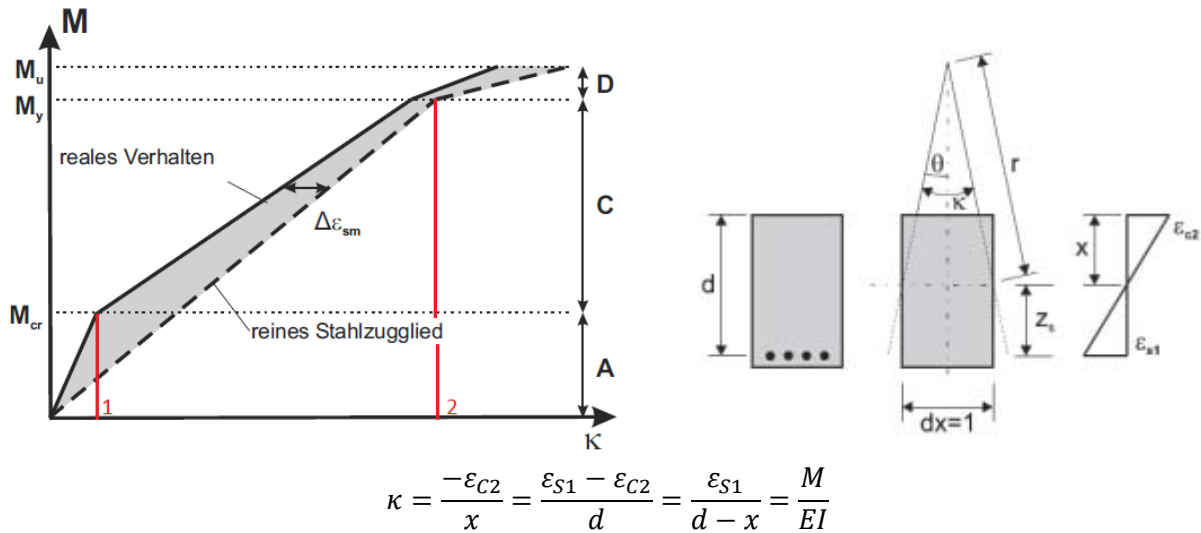


Bild 24) Momenten-Krümmungs-Beziehung

- Punkt 1 Vom Koordinatenursprung bis zum Punkt 1 ist der linear elastische Bereich. Das Bauteil ist ungerissen, Das Rissmoment M_{cr} und die zugehörige Krümmung κ_{cr} können näherungsweise ohne Berücksichtigung der Bewehrung berechnet werden. Die Biegesteifigkeit EI entspricht der Biegesteifigkeit des ungerissenen Betonquerschnittes.
- Punkt 2 Die Spannung in der Bewehrung erreicht die Fließgrenze. Die Krümmung (und damit die Verformung) erreicht ein Mehrfaches, die Biegesteifigkeit einen Bruchteil der Werte im ungerissenen Zustand.

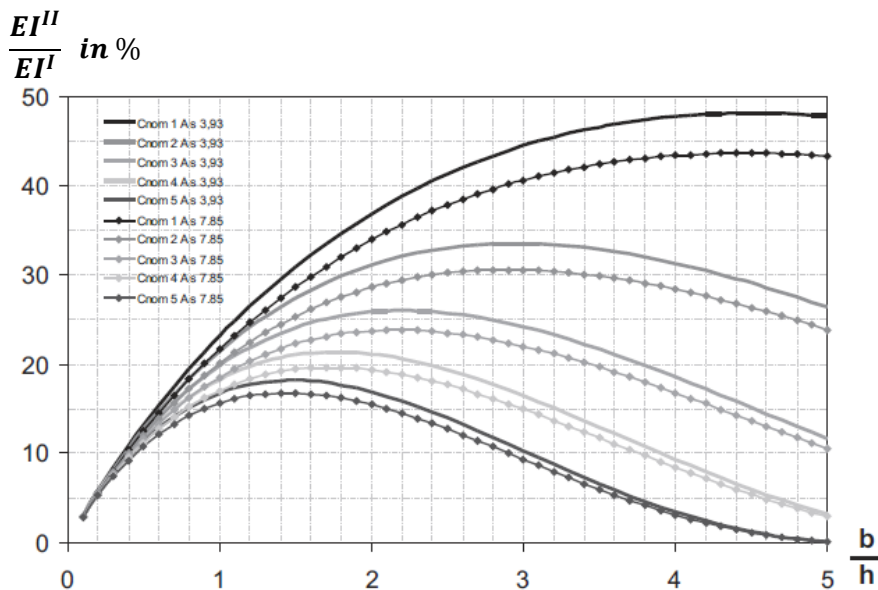


Bild 25) Verhältnis der Biegesteifigkeit bei einfach bewehrten Rechteckquerschnitten [3]

Bild 25 zeigt, dass der Steifigkeitsabfall im gerissenen Zustand beträchtlich ist und weniger als 20 % des Wertes im ungerissenen Zustand betragen kann. Für das Rechenbeispiel Kapitel 3.3 erhalten wir z.B. für das 75 cm starke Fundament folgende Werte:

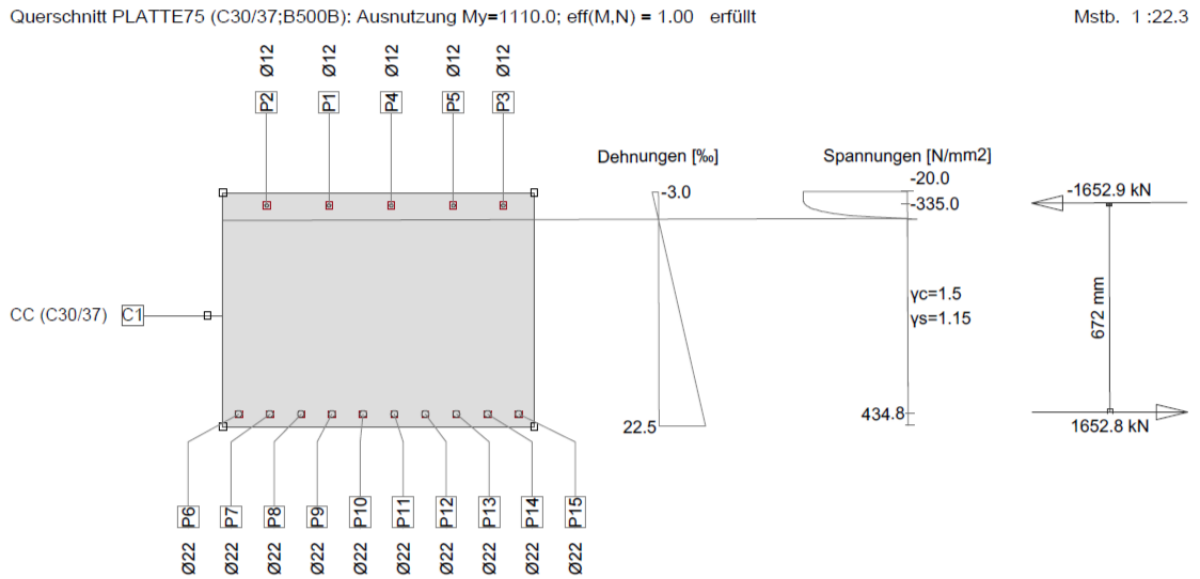


Bild 26) Nachweis Querschnitt, $M_{Rd} = 1110$ kNm (Bewehrung $\varnothing 22$ t 10)

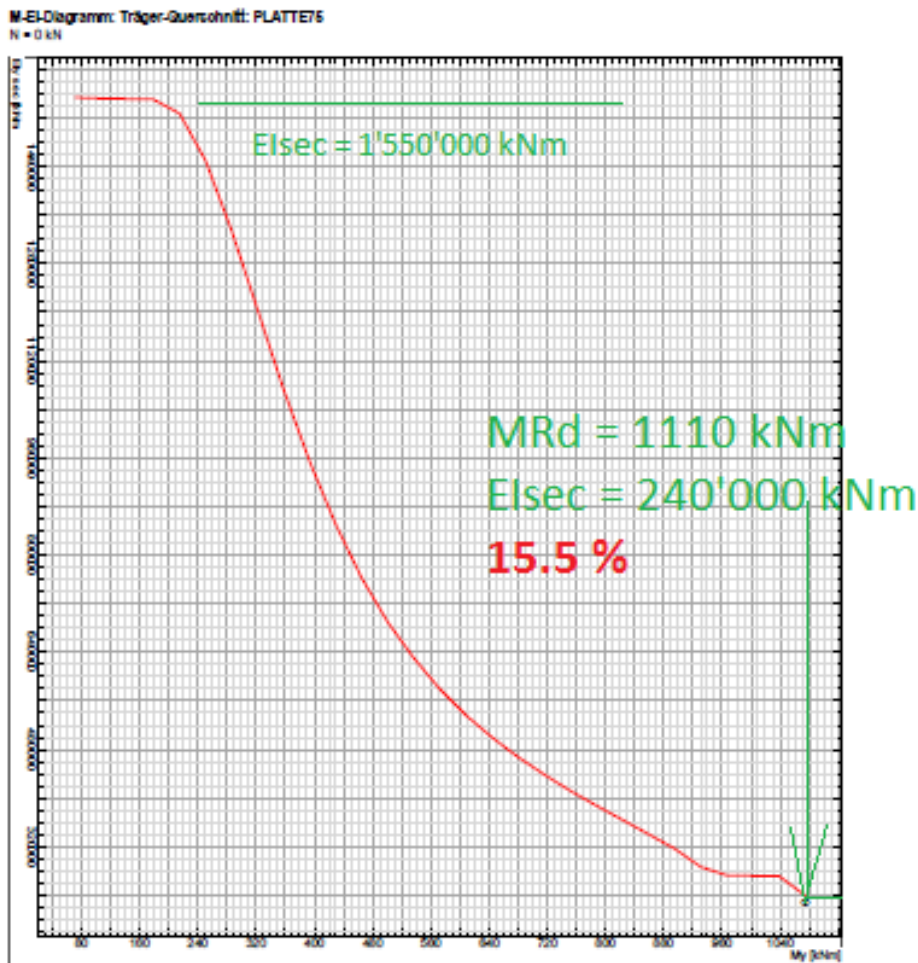
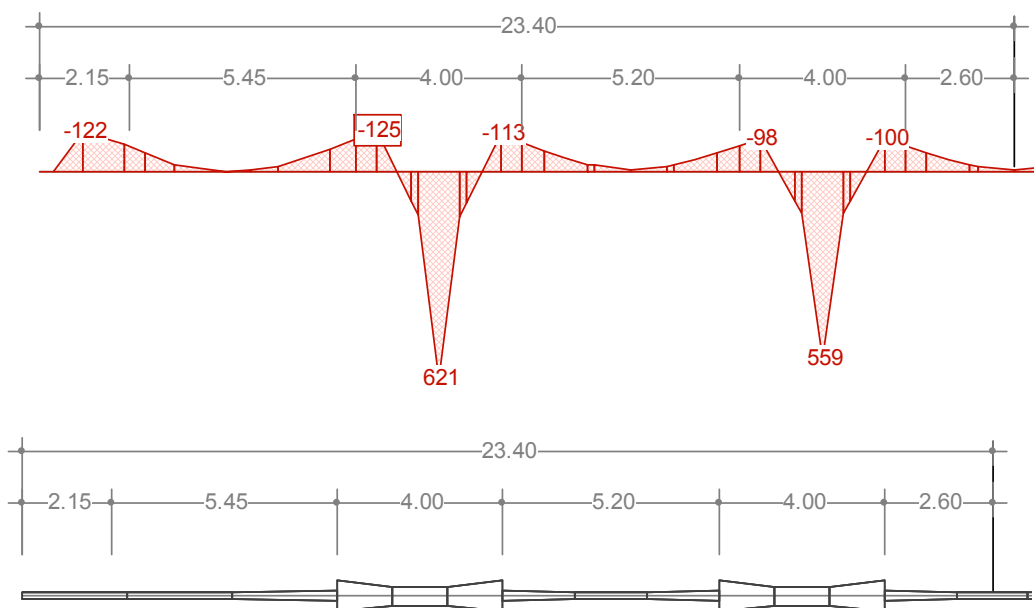
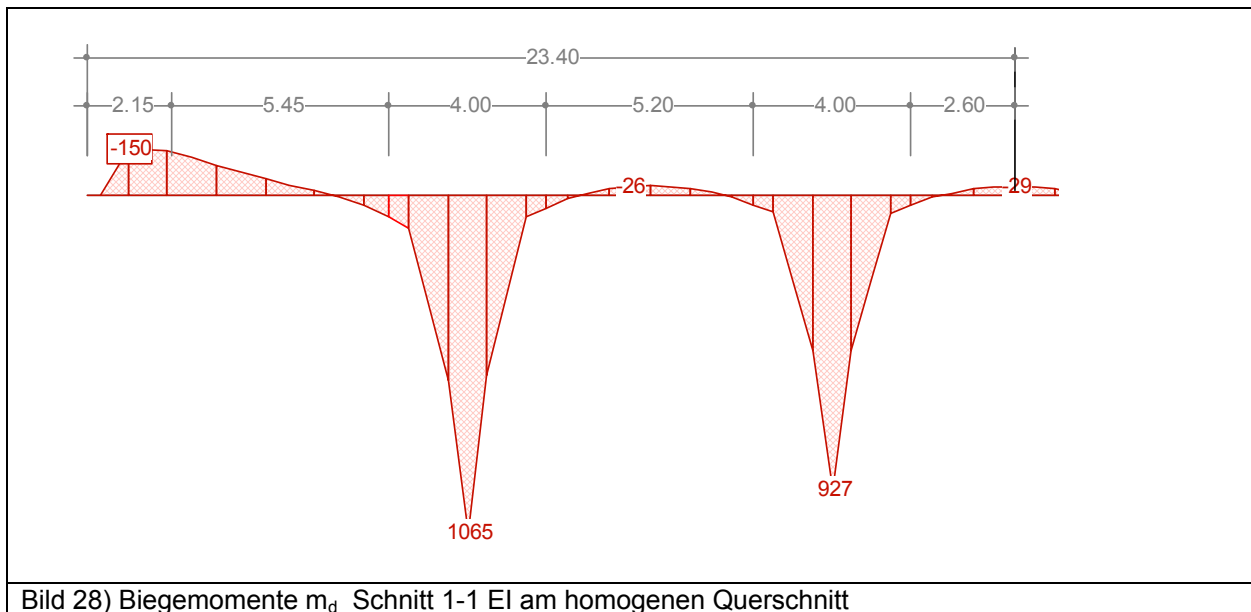


Bild 27) Momenten-Steifigkeitsdiagramm für das 75 cm starke Fundament



4. Betonböden

Als Betonböden bezeichnen wir Bodenplatten die keine Lasten aus dem Bauwerk übernehmen. Betonböden werden nur durch Nutzlasten und das Eigengewicht beansprucht und leiten diese Lasten direkt in den Untergrund ab. Betonböden werden häufig im Industriebau und bei Tiefgaragen als befahrbare und widerstandsfähige "Beläge" anstelle eines Schwarzbelages eingesetzt. Ein Versagen des Betonbodens führt nicht unmittelbar zu Standsicherheitsproble-

men. Eine Ausführung ohne Bewehrung unter Berücksichtigung der Zugfestigkeit des Betons ist zulässig. Betonböden bestehen im Wesentlichen aus drei Teilen:

- Gleichmässiger, verdichteter Untergrund
- Tragschicht aus Kies oder hydraulisch gebundenem Material
- Betonplatte mit bearbeiteter Oberfläche

Belastung max. Einzellast Q in kN (t)	Verformungsmodul des Untergrundes E_{V2} in N/mm ² bzw. MN/m ²	Radeinsenkung s in mm eines Lkw mit Radlast 50 kN (5 t)	Verformungsmodul der Tragschicht E_{V2} in N/mm ² bzw. MN/m ²	Radeinsenkung s in mm eines Lkw mit Radlast 50 kN (5 t)
	E_{V2} ↓ Untergrund	Q = 50kN (5 t) ↓ Untergrund	E_{V2} ↓ Tragschicht ↓ Untergrund	Q = 50 kN (5 t) ↓ Tragschicht ↓ Untergrund
≤ 32,5 (≤ 3,25)	≥ 30	≤ 8	≥ 80	≤ 2
≤ 60 (≤ 6,0)	≥ 45	≤ 6	≥ 100	≤ 1
≤ 100 (≤ 10,0)	≥ 60	≤ 4	≥ 120	–
≤ 150 (≤ 15,0)	≥ 80	≤ 2	≥ 150	–
≤ 200 (≤ 20,0)	≥ 100	≤ 1	≥ 180	–

Tabelle 5) Anforderungen an den Untergrund $E_{V2}/E_{V1} \leq 2.5$ [4]

4.1 Einwirkungen

Betonböden müssen die Lasten aus Lagergütern, Einrichtungen, Maschinen und Verkehr abtragen. Zusätzlich werden sie durch Temperaturschwankungen, Hydratation und Schwinden beansprucht. Mechanische Angriffe auf die Betonoberfläche sind zu beachten. In Abhängigkeit von Radart und Radgrösse können kleine Fahrzeuge erheblich höhere Kontaktdrücke erzeugen als schwere, luftbereifte Fahrzeuge.

- Luftbereifung 10 bar Kontaktdruck 1.0 N/mm²
- Vollgummireifen 1.5 N/mm²
- Elastomerbandagen 7.0 N/mm²
- Poyamid 30.0 N/mm²

SIA 262 Art. 2.4.2.2

Falls keine Expositionsklasse zutrifft (beispielsweise bei Verschleissbeanspruchung der Betonoberfläche), sind die zu erwartenden Ein- und Auswirkungen zu beachten

4.2 Unarmierte Betonböden

Die Stärke von unbewehrten Betonböden beträgt je nach Belastung ca. 18 cm ($Q_K \sim 25$ kN) bis 25 cm ($Q_K \sim 80$ kN). Um eine unkontrollierte Rissbildung zu vermeiden sind Fugen im Abstand von 30 h im Freien und ca. 40 h bei der Herstellung der Böden in geschlossenen Hallen notwendig.

4.2.1 Vertikallasten

Die Bemessung unbewehrter Betonböden basiert im Wesentlichen auf einem Gebrauchstauglichkeitsnachweis. Es ist nachzuweisen, dass unter der massgebenden Bemessungslast die Spannungen im Beton sicher aufgenommen werden können, ohne dass mit Rissen zu rechnen ist.

Für die Bemessung von unbewehrten Betonböden sind umfangreiche Bemessungsverfahren entwickelt worden. Am bekanntesten ist die Bemessung nach Westergaard [5]. Das Verfahren basiert auf der Bettungsmodul-Theorie.

$k_S = \frac{E_U}{0.83 \cdot h \cdot \sqrt[3]{\frac{E_C}{E_U}}}$	E_U E-Modul des Untergrundes (N/mm ²)
	E_C E-Modul des Betons (N/mm ²)
	h Dicke des Betonbodens (mm)

Die Biegebeanspruchung infolge äusserer Lasten darf an keiner Stelle der Platte (Mitte, Rand, Ecke) die Biegezugfestigkeit des Betons überschreiten.

$\gamma_L \cdot \sigma_{QK} \leq f_{ctk} / \gamma_C$	γ_L Lastfaktoren nach SIA 260
	σ_{QK} Betonzugspannungen infolge Q_K (siehe Tabelle 3)
	f_{ctk} 5%-Fraktilwert der Betonzugfestigkeit SIA 262 Art. 3.1.2.2.5 $f_{ctk 0.05} = 0.7 f_{ctm}$
	γ_C Widerstandsbeiwert für Beton. Für Zug in SIA 262 nicht definiert. Empfehlung nach [3]
	Keine Anforderungen bzgl. Rissbildung $\gamma_C = 1.00$ Normale Anforderungen $\gamma_C = 1.33$ Erhöhte Anforderungen $\gamma_C = 1.67$

	$s = \frac{Q}{8 \cdot k \cdot l^2}$	$\sigma_{QM} = \frac{Q}{3 \cdot h^2} \left[\lg \left(\frac{E_C \cdot h^3}{k_S \cdot b^4} \right) - 0.436 \right]$
	$s = \frac{Q}{2.3 \cdot k \cdot l^2}$	$\sigma_{QR} = \frac{Q}{1.7 \cdot h^2} \left[\lg \left(\frac{E_C \cdot h^3}{k_S \cdot b^4} \right) + \lg(1.04b) - 2.48 \right]$
	$s = \frac{Q}{k \cdot l^2}$	$\sigma_{QE} = \frac{3 \cdot Q}{h^2} \left[1 - \left(\frac{11.5 \cdot k_S}{E_C \cdot h^3} \right)^{0.3} \times (a \cdot \sqrt{2})^{1.2} \right]$
Tabelle 6) Biegespannungen nach Westergaard für $\mu_C = 0.20$ [5]		

mit Belastungskreisradius $a = \sqrt{\frac{Q}{\pi \cdot q}}$ $q = \text{Kontaktpressung}$

und Ersatzradius $b = \sqrt{(1.6 \cdot a^2 + h^2)} - 0.675 \cdot h$ für $a < 1.724h$
 $b = a$ für $a > 1.724h$

Elastische Länge $l = \left(\frac{E_C \cdot h^3}{11.5 \cdot k}\right)^{0.25}$

Wirken Biegezugspannungen und Längszugspannungen gleichzeitig, kann der Nachweis mit einer Vergleichsspannung erfolgen. Da das Verhältnis der Biegezugfestigkeit zur Zugfestigkeit etwa zwei ist, muss die Längszugspannung mit dem Beiwert $k=2.0$ multipliziert werden. Als Lastfaktor für die Einwirkung Zwang wählen wir $\gamma = 1.0$.

$$\sigma_{vd} = 1.5 \cdot \sigma_{QK} + 2 \cdot 1.0 \cdot \sigma_L \leq f_{ctk\ 0.05} / \gamma_C$$

4.2.2 Horizontallasten

Zusätzlich zu den Punktlasten entstehen Zugspannungen aus langfristig wirkenden verteilten Lasten. Sie entstehen bei Plattenverkürzungen infolge Schwinden und Temperaturänderungen und der Reibungskräfte zwischen Betonboden und Untergrund. Die Reibungskräfte wirken am Rand der Platte und führen zu einer Verkrümmung des Bauteils, die durch das Eigengewicht kompensiert wird.

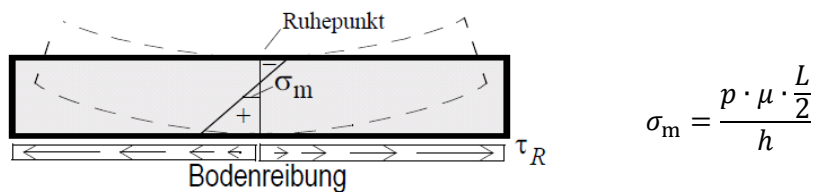


Bild 30) Bewegung und Spannungen bei Schwinden, Hydratation und Abkühlen

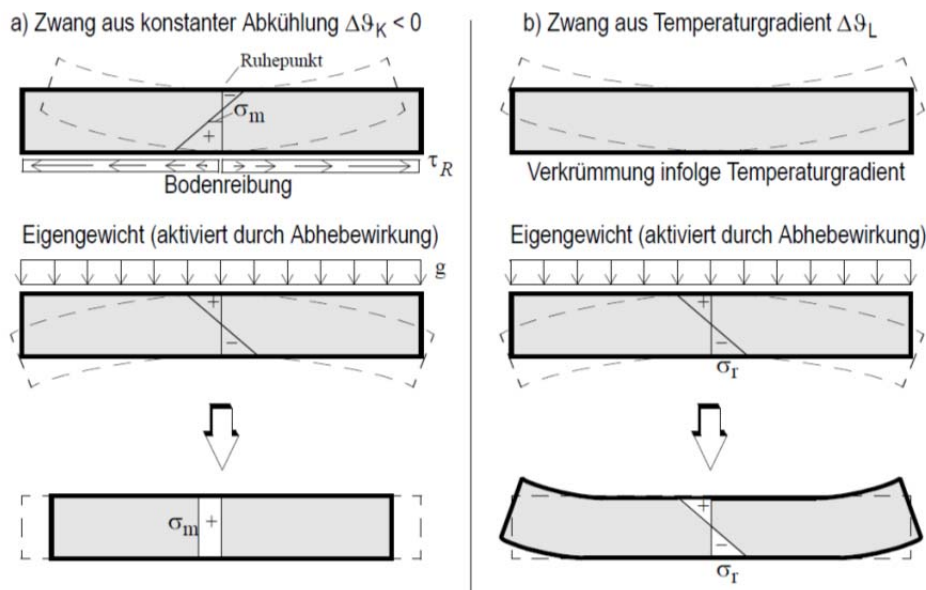


Bild 31) Bodenreibung und Temperatur

Für die Beurteilung der Rissesicherheit an der Plattenoberfläche muss immer auch der Einfluss von Temperaturänderungen beachtet werden. Die Zugspannungen aus Temperaturschwankungen und/oder abfließender Hydratationswärme sind bei dünnen Platten grösser als die Spannungen aus den Reibungskräften in der Sohlfuge.

Der Reibungskoeffizient μ zwischen Erdreich und rauer Betonplatte liegt bei geringer vertikaler Belastung über dem Reibungswinkel des Untergrundes. In der Baupraxis werden deshalb i.d.R. zweilagige PE-Folien als Gleitschicht eingebaut. Dabei ist eine hohe Ebenheit der Unterlage erforderlich um Falten zu vermeiden.

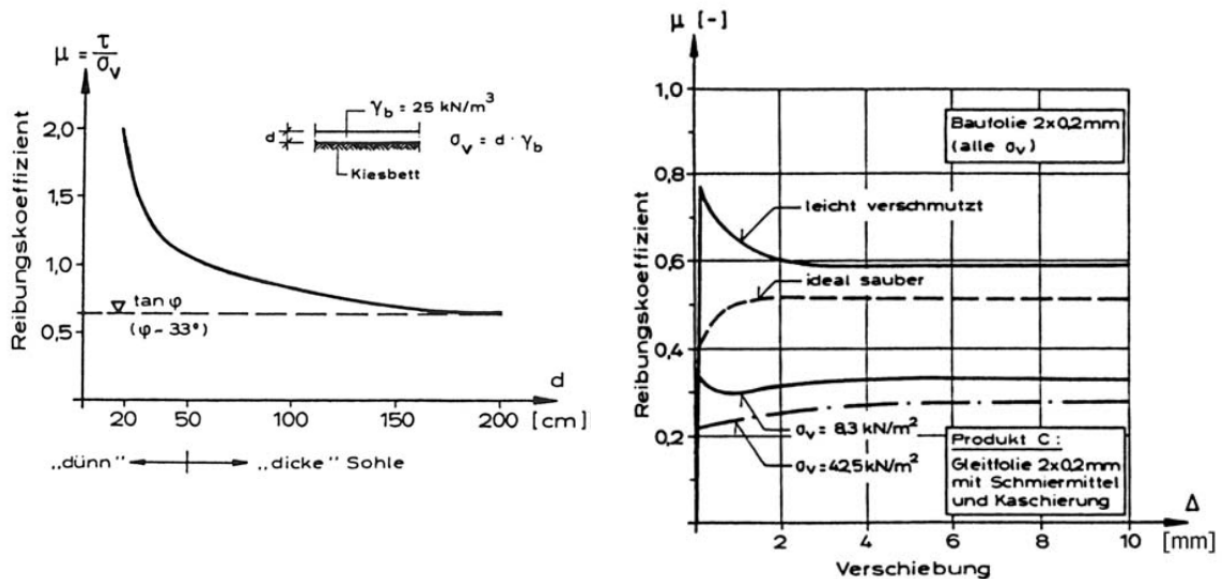


Bild 31) Reibungskoeffizient bei verschiedenen Unterlagen

4.3 Bewehrte Betonböden

- Netzbewehrungen

Betonböden werden normalerweise nicht bewehrt. Nur in Fällen, in denen durch hohe Lasten von $Q > 100 \text{ kN}$ (10 t) die zulässige Betonzugspannung überschritten wird, muss eine zweilagige Bewehrung eingebaut werden. Diese Bewehrung kann aber nur dann Risse verhindern, wenn die zulässige Betondehnung nicht überschritten wird (Bemessung nach Zustand I). Da Beton berstet bei Dehnungen $\varepsilon < 0.15 \text{ ‰}$ reißt, ergäbe das sehr hohe Stahlquerschnitte. Die "traditionell" verwendeten Netzbewehrungen sollen die Rissicherheit erhöhen, funktionieren aber nicht, sie sind praktisch wirkungslos. Die Rissbildung unterscheidet sich unter Last und Zwang grundsätzlich wie Bild 32) zeigt.

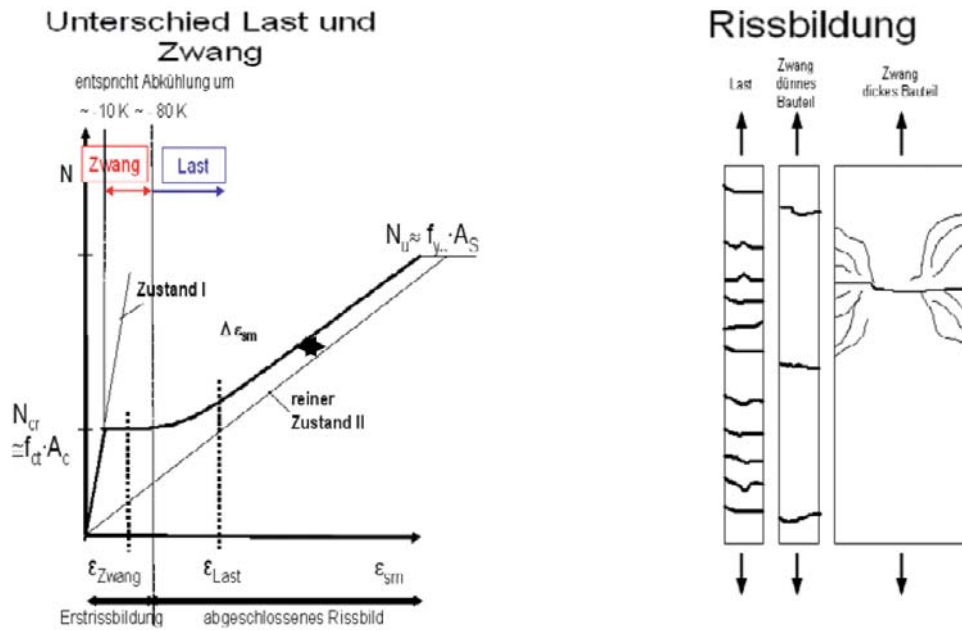


Bild 32) Erstrissbildung und abgeschlossenes Rissbild

Die Mindestbewehrung zur Sicherstellung von kleinen Rissweiten geht von einer abgeschlossenen Rissbildung aus. Dazu sind bei üblichen Bewehrungsmengen Stahldehnungen von $\epsilon_{sm} > 0.8 \text{ ‰}$ erforderlich. Ein Wert, der bei normalen Temperatur- und Schwindbeanspruchungen nicht erreicht wird. Einzelne Risse in grossem Abstand sind typisch für diesen Sachverhalt. Die Statik für bewehrte Betonböden erfolgt nach den gleichen Regeln wie für unbewehrte Betonböden. Die Bemessung folgt den Regeln für Stahlbeton, die Betonzugspannungen werden nicht berücksichtigt.

4.3.1 Schadenfall

Im Bild 12 ist die Rissbildung in einer Bodenplatte dargestellt. Die Verstärkungen unter der Stütze wurden als "Einzelfundamente" berechnet und armiert. Die Platte ist vierlagig Bewehrt mit $\varnothing 10 t = 15$.

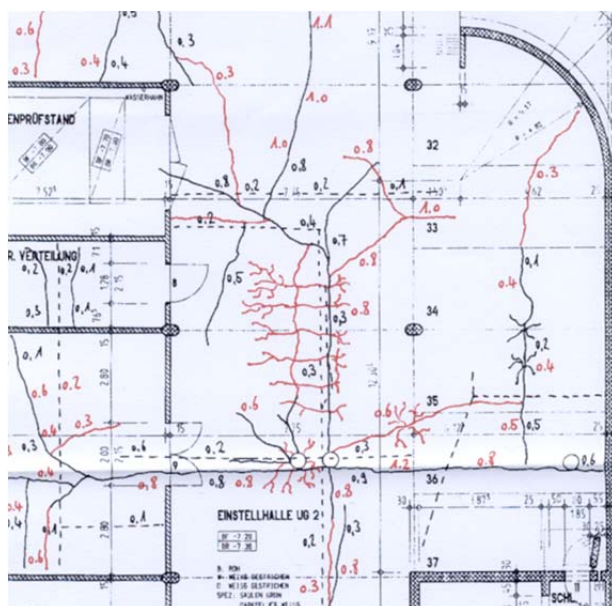


Bild 33) Rissbildung in einer Bodenplatte "Zwang" massgebend

- **Stahlfaserbewehrung**

Betonböden aus Stahlfaserbeton werden häufig ausgeführt. Der Fasergehalt beträgt 25 - 40 kg/m³. Die Fasern können eine Rissbildung nicht verhindern, beeinflussen die Rissbildung aber günstig, weil die Stahlfasern die Rissufer "vernähen". Wir haben erfolgreich Hallenböden in Stahlfaserbeton mit Feldweiten bis 35/35 Meter ausgeführt. Zentral dabei ist, dass die Platten komplett von der Tragstruktur getrennt sind. Als Zugauslösende Zwängungskraft bleiben nur die Reibung Baugrund-Betonplatte und die Temperaturschwankungen.

Die Statik für Stahlfaserbewehrte Betonböden erfolgt nach den gleichen Regeln wie für unbewehrte Betonböden. Anstelle der Betonzugfestigkeit $f_{ctk,0.05}$ tritt die äquivalente Biegezugfestigkeit für Stahlfaserbeton, bei der das Arbeitsvermögen des gerissenen Betons mitberücksichtigt wird. Für die Bemessung können elastische und plastische Modelle verwendet werden. Die Wirkungszone der Einzellasten in Abhängigkeit vom Untergrund ist zu beachten.



Bild 34) Betonboden mit Stahlfaserbewehrung. Max. fugenfreie Fläche 35/35 Meter

- [1] Manfred Kany: Berechnung von Flächengründungen, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1974
- [2] Renaud Favre: Dimensionnement des Structures en Béton, Presse Polytechniques, Lausanne 1989
- [3] Lars Rüdiger : Zum Tragverhalten von Stahlbetonplatten unter Berücksichtigung der Steifigkeitsänderung im gerissenen Zustand, Universität München , Dissertation 2009
- [4] Lohmeyer,G.; Ebeling,K.; "Betonböden im Industriebau"Verlag Bau + Technik, Düsseldorf 2006
- [5] Josef Eisenmann: Betonfahrbahnen, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1979

Kurz-CV

Beat Noser

- 1969 - 1972 Lehre als Bauzeichner, Emch + Berger AG Bern
- 1972 - 1973 Mitarbeiter bei ICA Ingénieurs Civils SA, Fribourg
- 1973 - 1976 Bauingenieurstudium am Technikum Burgdorf BE
- 1976 - 1977 Sachbearbeiter Brückenbau bei Losinger International in Köniz BE
- 1978 - 1980 Bauingenieur Hoch- und Tiefbau bei Bysäth AG in Brunnen SZ
- 1981 - 1983 Projektleiter Tragkonstruktionen bei De Berti AG in ZG
- 1983 - 1991 Abteilungsleiter Tragkonstruktion bei Steiner & Buschor Burgdorf BE
- 1992 Gründung der BPU Ingenieurunternehmung AG in Kirchberg BE
- seit 1990 Professor für Massivbau Berner Fachhochschule Burgdorf BE