



TECHNISCHES HINTERGRUNDWISSEN ZUR ERWEITERTEN ANKERPLATTEN- BEMESSUNG

PROFIS Engineering Suite



INHALT

1	Einführung	3
1.1	Komponentenbasierte Finite-Elemente-Methode	4
1.2	Biegesteife Ankerplatten: Aktuelle Problemstellungen bei der Ankerplattenbemessung	5
1.3	Erweiterte Ankerplattenbemessung mit PROFIS Engineering	8
1.3.1	Biegesteif	8
1.3.2	Wirklichkeitsnah	10
2	Dübelbemessung unter Annahme einer biegeweichen Ankerplatte: CBFEM-Komponenten	11
2.1	Werkstoffmodell Stahl	12
2.1.1	Plattenmodell	12
2.1.2	Netzkonvergenz.....	13
2.2	Dübel	14
2.2.1	Dübel in Abstandsmontage.....	15
2.3	Betonfundament.....	17
2.3.1	Bemessungsmodell	17
2.3.2	Verformungssteifigkeit.....	17
2.4	Schweißnähte	17
2.4.1	Direktanschluss von Platten.....	18
2.4.2	Schweißnaht mit plastischer Spannungsumverteilung	18
2.4.3	Stahl und Terrassenbrüche	18
2.5	Angriffspunkt der Querlasten.....	19
2.6	Berücksichtigung von Eurocode sowie nationalen Anhängen bei der Bemessung	20
2.7	Einsatz von CBFEM für die Bemessung seismischer Lasten	21
3	Bemessung mit CBFEM: Komponentenprüfung nach Eurocode	23
3.1	Dübelprüfverfahren	23
3.1.1	Statische Lastkombinationen	23
3.1.2	Seismische Lastkombinationen	24

3.2 Ankerplatte	25
3.3 Profil	28
3.4 Steifen	29
3.5 Betonfundament	29
3.5.1 Netzsensitivität	31
3.6 Schweißnähte	32
3.6.1 Keine Schweißung	32
3.6.2 Kehlnähte	32
3.6.3 Stumpfnähte	33
3.7 Verformungen	33
3.8 Detaillierung	34
4 Flexible Lösungsauswahl mit der Ankerplattenbemessung	35
4.1 Nur Dübelbemessung – biegesteif.....	35
4.2 Vollständige Verbindungsbemessung – flexible Auswahl von Dübeln, Ankerplatte, Schweißnaht, Steifen und Beton	35
5 Vorschlag zur ingenieurtechnischen Beurteilung, ob die Ankerplatte „annähernd biegesteif“ ist	36
5.1 Ingenieurtechnische Überlegungen zum Verhalten „annähernd biegesteifer Ankerplatten“	36
5.1.1 Dübellasten	38
5.1.2 Spannungenkräfte im Beton	39
5.1.3 Verformung	39
5.2 Hilti Empfehlung für ingenieurtechnische Beurteilung	39
6 Abschließende Anmerkungen	40
Haftungsausschluss.....	41
Abbildungen.....	43
Tabelle	44
Quellenverweise.....	45

1 EINFÜHRUNG

Jedes Bauwerk muss über ein Fundament mit dem Baugrund verbunden sein. Diese Fundamente bestehen in den meisten Fällen aus Beton. Damit das Betonfundament die Lasten aufnehmen kann, die auf das Bauwerk einwirken, muss eine Verbindung zwischen dem Baustahl (Träger, Säulen usw.) und dem Betonfundament hergestellt werden. Eine Lösung, auf die sehr häufig zurückgegriffen wird, sind Ankerplatten. Diese sind am Baustahl angeschweißt und werden mittels Dübeln im Fundament verankert. Alle betroffenen Bestandteile dieser Verbindung müssen für die zu erwartenden Lasten ausgelegt sein.

Bei der Bemessung von Stahlbauten bevorzugen Ingenieure und Techniker stabförmige Bauteile. An vielen Stellen der Konstruktion wird die Balkentheorie jedoch außer Kraft gesetzt, beispielsweise an der Ankerplatte, an Verankerungspunkten oder Schweißverbindungen. Diese Stellen erfordern aus baustatischer Sicht besondere Aufmerksamkeit. Ihr nicht-lineares Verhalten muss bei der Planung unbedingt berücksichtigt werden, z. B. das Streckverhalten des Platten-/Profilmaterials, der Ankerplatte bzw. des Betons oder eine einseitige Krafteinwirkung auf Dübel und Schweißnähte.

Die Bemessung von Ankerplatten und Dübeln liegt in dem Bereich, an dem sich die Leitlinien für die Bemessung Stahlbauten, Dübeln und Beton überschneiden. Die Bemessungsannahmen für Verbindung als Ganzes dürfen sich nicht widersprechen. Das Hauptbeispiel für Stahl-Beton-Verbindungen ist das angenommene Verhalten der Ankerplatte. In Bauvorschriften wie EN 1993-1-8 [1] und in der technischen Literatur sind verschiedene Ansätze für technische Lösungen zu finden. Ihnen gemeinsam ist, dass Werte für häufig verwendete Formen tragender Bauteile und einfache Lasteinwirkungen abgeleitet werden. Diesem Ansatz liegt die Komponentenmethode zugrunde.

In den letzten Jahren revolutionierte die Finite-Elemente-Methode (FEM) die Tragwerksplanung. Inzwischen arbeiten die meisten Ingenieure mit leistungsstarken FEM-Softwarepaketen. Was die Bezeichnung „biegesteife Ankerplatte“ konkret bedeutet, ist nicht festgelegt. Viele Konstrukteure modellieren ihre Ankerplatten, Betonfundamente und Dübel mit FEM-Lösungen (manchmal sogar mit Software für die nicht-lineare Finite-Elemente-Analyse, die die plastische Bemessung nach Eurocode 3 verwendet). In den meisten Fällen ist den Konstrukteuren nicht bewusst, dass die Dübelbemessungsleitlinien von einer biegesteifen Ankerplatte ausgehen.

Das vorliegende Dokument soll dem Leser als Orientierungshilfe dienen und zusätzliche Informationen zur erweiterten Ankerplattenbemessung mit Hilti PROFIS Engineering zur Verfügung stellen.

1.1 Komponentenbasierte Finite-Elemente-Methode

Wie sich Stahl-Beton-Verbindungen in der Praxis verhalten, lässt sich nicht mit einfachen Balkengleichungen berechnen. Die Komponentenmethode schlüsselt die Verbindung zu einem System zusammenwirkender Bestandteile (Komponenten) auf. Für jede Verankerungsmethode wird ein Modell erstellt, mit dessen Hilfe die Kräfte und Belastungen bestimmt werden, die auf die jeweilige Komponente einwirken (siehe Abbildung).

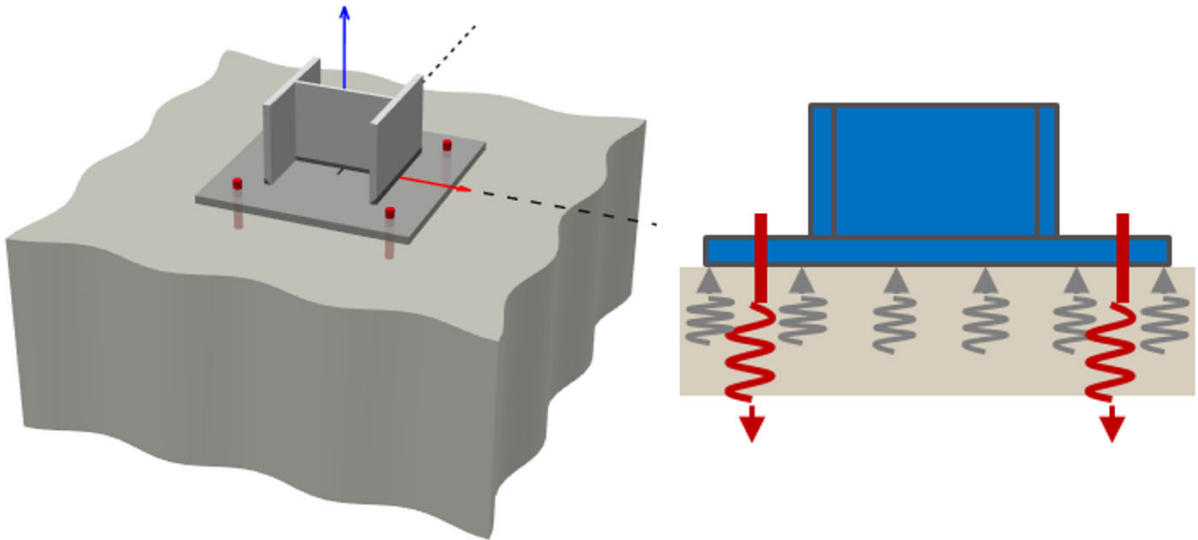


Abbildung 1. Mit Federungen modellierte Dübel einer Stahl-Beton-Verbindung

Der Beton wird mithilfe von Druckfedern modelliert. Für die Dübelmodellierung werden Zugfedern herangezogen, und der Stahl ist mit Schalenelementen definiert. Die mechanischen Eigenschaften der einzelnen Komponenten sind definiert durch EN 1992 für Beton und EN 1993 für Stahl. Die technischen Daten von Hilti sind das Ergebnis von Dübel-Labortests.

Die Widerstandsfähigkeit der einzelnen Komponenten wird separat geprüft. Dazu werden die dazugehörigen Gleichungen aus der Bauvorschrift herangezogen (nähere Angaben hierzu im weiteren Verlauf dieses Dokuments).

In *PROFIS Engineering* wird das tatsächliche Verhalten der Ankerplatte mit der komponentenbasierten Finite-Elemente-Methode (CBFEM) simuliert. Diese zeichnet sich durch folgende Merkmale aus:

- Im Allgemeinen ausreichend für die meisten ingenieurtechnischen Verbindungen.
- Einfach und schnell genug für den regulären Praxiseinsatz. Der Zeitbedarf für die Ermittlung der Ergebnisse ist vergleichbar mit dem der zurzeit gängigen Methoden und Tools.
- Umfänglich genug, damit Statiker klare Aussagen treffen können über das Verhalten der Verbindung, die Spannungs- und Dehnungsbeanspruchung, die Reserven einzelner Komponenten sowie die allgemeine Sicherheit und Zuverlässigkeit.

Die CBFEM übernimmt die bewährtesten und nützlichsten Bestandteile der Komponentenmethode. Die Komponentenmethode bleibt bei der Analyse der Spannungsbeanspruchung einzelner Komponenten zu

allgemein. Deshalb wird für die Modellierung und die Analyse die Finite-Elemente-Methode herangezogen. Dabei wird die Verbindung in mehrere Hauptkomponenten aufgeteilt: Profil, Steifen, Schweißnähte, Platte, Beton und Dübel.

Die Methode wurde einem Prüfverfahren unterzogen, bei dem Referenzfälle sowohl numerisch als auch experimentell untersucht werden (siehe Quellenangabe [2]).

1.2 Biegesteife Ankerplatten: Aktuelle Problemstellungen bei der Ankerplattenbemessung

Die in Leitlinien wie ETAG/EN/ACI genannten Annahmen zu biegesteifen Ankerplatten sind in der Regel nicht das Erste, woran Ingenieure denken. Dabei gelten die genannten Dübelbemessungsleitlinien nur für annähernd biegesteife Ankerplatten.

Es ist nicht definiert, wann eine Ankerplatte als biegesteif eingestuft werden kann.

Die derzeit vorhandene Bemessungssoftware berechnet die Lastverteilung auf den Dübeln. Die Annahmen hinter den Berechnungen sind jedoch nicht nachvollziehbar. Es gibt Eingangswerte und Ergebnisse – wie letztere zustande kommen, bleibt aber unklar.

Hauptinflussfaktoren nicht-biegesteifer Ankerplatten:

- Verkürzung des inneren Hebelarms: Bei Ankerplatten, die nicht als biegesteif betrachtet werden können, verkürzt sich der innere Hebelarm zwischen resultierender Zug- und resultierender Druckkraft durch die Verformung der Ankerplatte. Das Kompressionszentrum unter der Ankerplatte, also die Druckzone die als Aufstand dient, verschiebt sich durch die Verformung der dünnen Platte weiter in die Mitte, was eine Verkürzung des inneren Hebelarms mit sich bringt. Durch diese Verkürzung, bei gleichbleibendem Moment, erhöhen sich die einwirkenden Kräfte auf den Dübel, welche somit stärker belastet werden.

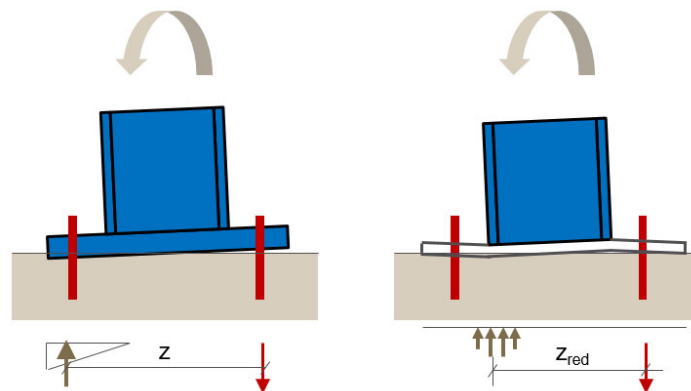


Abbildung 2. Schwächerer innerer Hebelarm bei nicht-biegesteifen Ankerplatten

- Abstützeffekte: An nicht biegesteifen Ankerplatten mit bestimmten geometrischen Gegebenheiten (Dübelanordnung zu Verhältnis Ankerplatten-/ Profilgröße) kann das Auftreten von Abstützkräften beobachtet werden. Die dünne Platte verformt sich und die Kanten der Platte

stützen sich auf dem Beton auf was zu einer Erhöhung der einwirkenden Belastung auf den Dübel führt (Zugkraft oder Biegemomente).

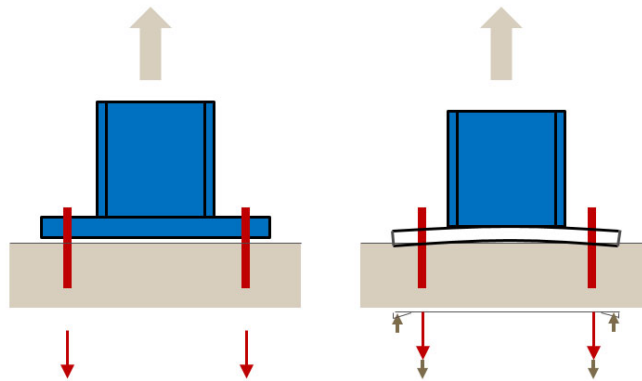


Abbildung 3. Verstärkung der Dübellasten aufgrund von Abstützeffekten

- Unterschiedliche Lastverteilung auf Dübelgruppen: Wenn bei nicht biegesteifen Ankerplatten die der Abstand zwischen Profil und Befestigungselementen nicht gleich ist, wirken auch unterschiedliche Lasten auf die einzelnen Dübel ein. Wenn beispielsweise eine nicht biegesteife Ankerplatte in einer Dübelgruppe mit 3x3 Dübel befestigt ist, werden die mittleren Dübel (durch die Verformung der Ankerplatte) wesentlich stärker belastet als die äußeren.

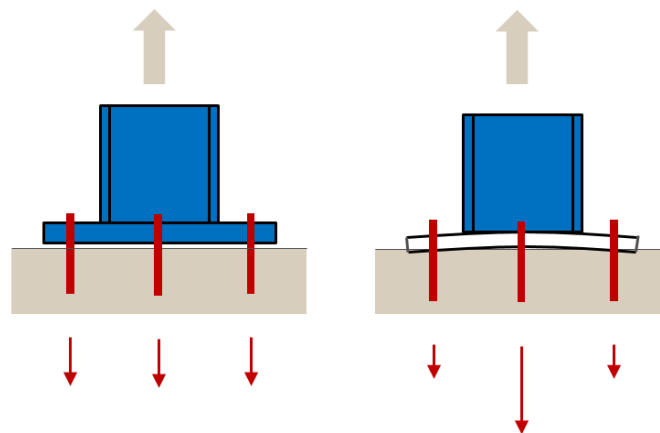


Abbildung 4. Höhere Dübellasten aufgrund ungleichmäßiger Lastverteilung auf nicht-biegesteifen Ankerplatten

- Ungleichmäßige Spannungsverteilung im Beton: Wenn die Ankerplatte nicht biegesteif ist, konzentriert sich die Druckspannung direkt unter dem Profil. Dies verursacht eine erhöhte Betonspannung.

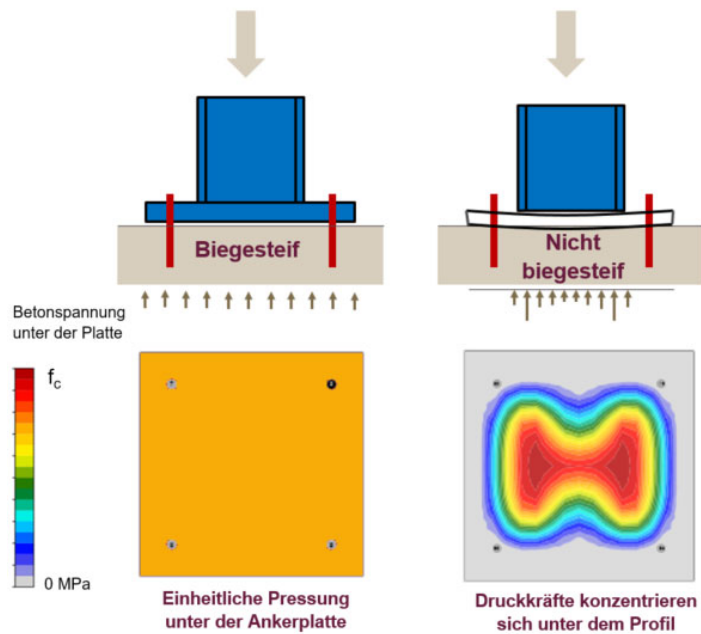


Abbildung 5. Ungleichmäßige Spannungsverteilung im Beton

- GZG-Überlegungen: Bei Kragträgern mit einer nicht biegesteifen Ankerplatte kommt es unter Lasteinwirkung zu einer größeren Verschiebung, weil sich die Ankerplatte stärker verzieht.

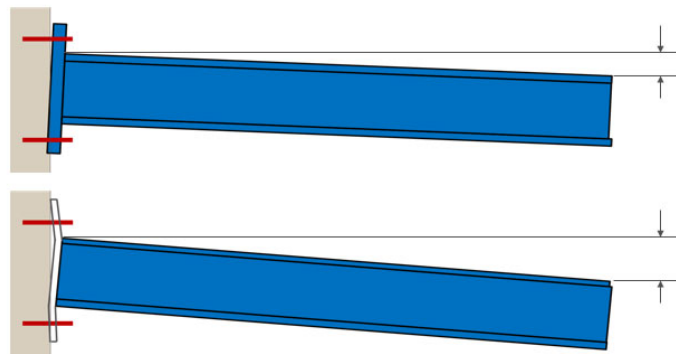


Abbildung 6. Kragträgerverschiebung bei biegesteifer und nicht-biegesteifer Ankerplatte

Je nach Belastung und Geometrie können einzelne oder mehrere dieser Effekte zum Tragen kommen und die Dübel anders als erwartet beanspruchen. Wie unterschiedlich die einwirkenden Kräfte bei einer biegesteifen und einer nicht biegesteifen Ankerplatte sind, geht aus dem nächsten Beispiel hervor.

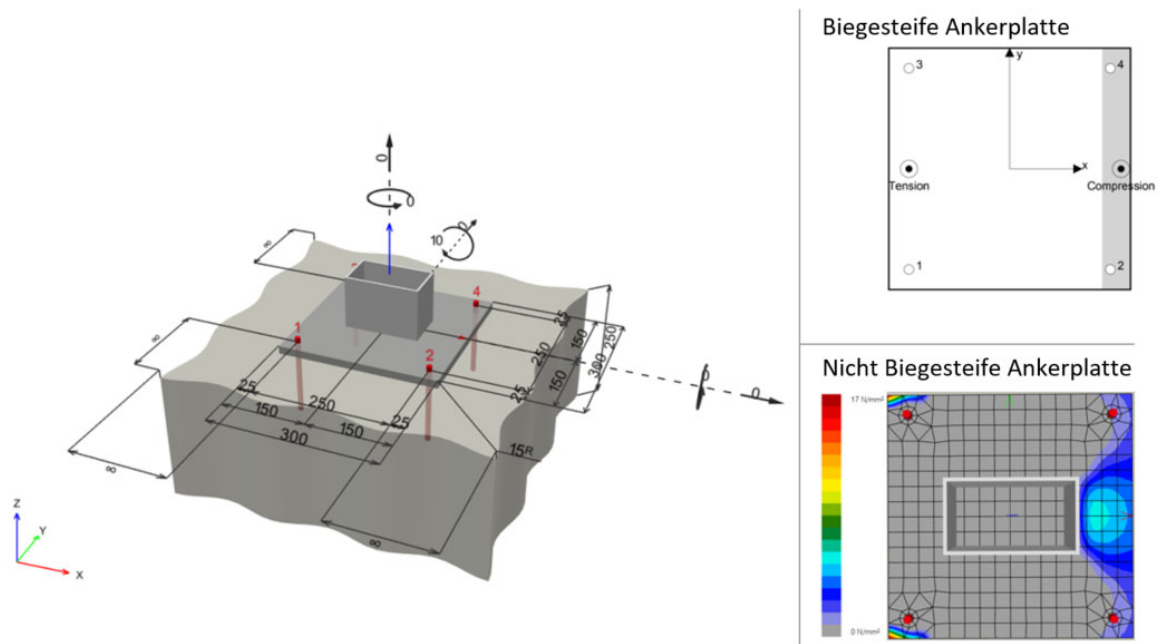


Abbildung 7. Beispiel: Vergleich zwischen biegesteifer und nicht-biegesteifer Ankerplatte

In diesem Beispiel bewirken der verkürzte Hebelarm und die Abstützkräfte höhere Dübellasten. Die Ergebnisse sind nicht theoretischer Natur, sondern lassen sich auch bei Praxisversuchen beobachten.

1.3 Erweiterte Ankerplattenbemessung mit PROFIS Engineering

Da der Detaillierungsgrad für Stahl-Beton-Verbindungen nicht ausreichend war, wurden neue Berechnungsverfahren mit genaueren Ergebnissen und mehr Realitätsnähe entwickelt. Die nachfolgende Abbildung zeigt die verfügbaren Berechnungsmethoden.

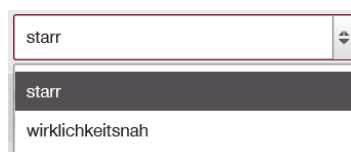


Abbildung 8. Ankerplattenbemessung – Methoden für die Berechnung der Lastverteilung auf die Dübel

1.3.1 Biegesteif

Wenn Sie sich in *PROFIS Anchor* und *PROFIS Engineering* für die Berechnung biegesteifer Ankerplatten entscheiden, leitet die Software von der aufgebracht Last ab, welche Kraft auf die einzelnen Befestigungselemente einwirkt. Den Optionen für die biegesteife Bemessung sind gemäß den aktuellen Dübelbemessungsleitlinien ([3], [4], [5], [6], [7] und [8]) folgende Annahmen zugrunde gelegt:

- Keine Plattenverformung (ebene Plattenflächen bleiben eben).

- Dehnungskräfte werden (entsprechend der „Bernoulli-Hypothese“ für Stahlbeton) linear durch die Querschnittsfläche der Ankerplatte verteilt.
- Als mechanische Eigenschaften für die Bemessung sind die Querschnittsfläche des Befestigungselementes (A_s) sowie das Elastizitätsmodul des Befestigungselementes (E_s) von Bedeutung.
- Die Federsteifigkeit des Betons lässt sich anhand seines Elastizitätsmoduls charakterisieren.

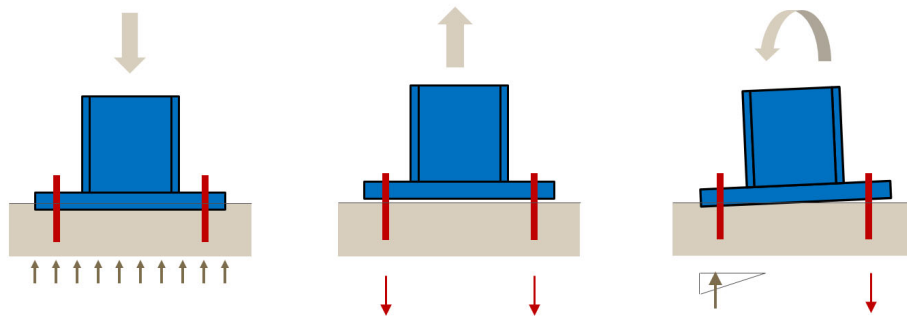


Abbildung 9. Verhalten biegesteifer Ankerplatten unter Last

In Schritt 1 (siehe 1 in Abbildung 10) geht die starre Methode bei der Berechnung der resultierenden Dübellasten und Betonspannungen von einer biegesteifen Ankerplatte aus. Anschließend (siehe 2 in Abbildung 10) wandelt die Software die Ergebnisse in Lastvektoren um und wendet diese auf die Ankerplatte an. Daraus ergeben sich die auf die Platte einwirkenden Kraftmomente. Aus diesen Plattenmomenten berechnet sie dann unter Berücksichtigung der Streckgrenze der Ankerplatte (siehe 3 in Abbildung 10) die Plattendicke.

Zum Schluss muss der Anwender nachprüfen, ob die Annahme einer biegesteifen Ankerplatte zutreffend war (siehe 4 in Abbildung 10). Leider wird dieser Schritt nicht immer richtig ausgeführt.

BEI DER BEMESSUNG WIRD IM ERSTEN SCHRITT VON EINER BIEGESTEIFEN PLATTE AUSGEGANGEN



Abbildung 10. Vorgehensweise bei Annahme einer biegesteifen Ankerplatte

1.3.2 Wirklichkeitsnah

Ankerplatten können in der Praxis biegesteif oder biegeweich sein. In den Dübelbemessungsleitlinien wird jedoch eine biegesteife Ankerplatte vorausgesetzt.

In der nächsten Abbildung sind zwei Grenzbeispiele eine Ankerplatte ohne Verformung (biegesteif) und eine mit Verformung (biegeweich) zu sehen. Was eine biegesteife Ankerplatte genau ist, ist derzeit jedoch nicht eindeutig definiert.

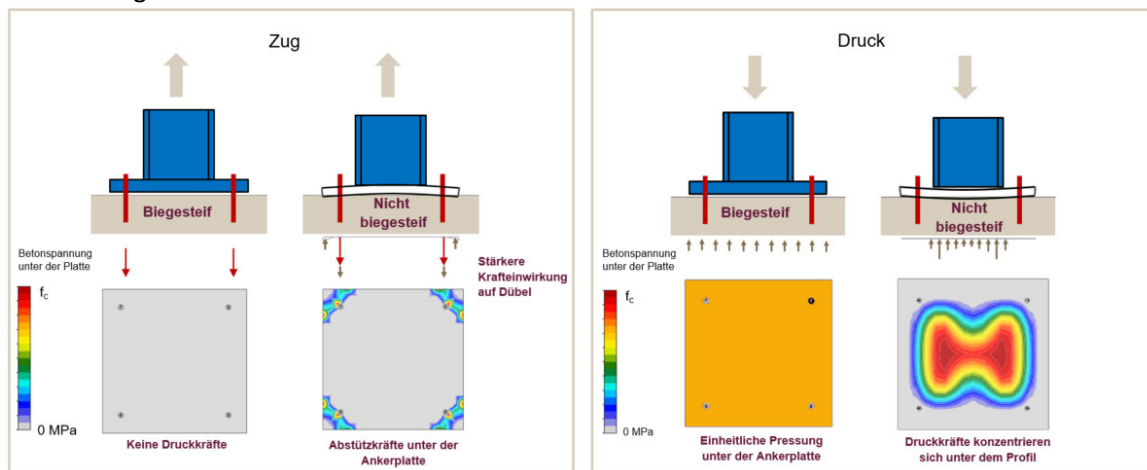


Abbildung 11. Ein Vergleich zwischen biegesteifer und nicht-biegesteifer Ankerplatte als Beispiel

In der Realität wirken sich die geometrischen und mechanischen Eigenschaften der Komponenten (Profil, Schweißnähte, Steifen, Platte, Dübel, Beton) auf die Lastverteilung aus.

In den nachfolgenden Abschnitten wird erläutert, wie die Dübelbemessung unter Annahme einer biegeweichen Ankerplatte entsprechend der Komponentenmethode alle Bemessungsaspekte der Verbindung berücksichtigt.

Darüber hinaus prüft *PROFIS* in der Bemessung wie nahe der spezifizierte Fußpunkt der Theorie Biegesteifigkeit kommt und unterstützt somit den Anwender bei Bedarf/ Wunsch diesen den Richtlinien entsprechend anzupassen oder so zu bemessen.

2 DÜBELBEMESSUNG UNTER DER ANNAHME EINER BIEGEWEICHEN

ANKERPLATTE: CBFEM-KOMPONENTEN

FEM ist ein allgemeines Verfahren, das auch für baustatische Zwecke angewendet wird. FEM scheint ideal für die Modellierung von Anschlüssen jeglicher Form geeignet zu sein (Virdi, 1999 [9]).

Eine elastisch-plastische Analyse ist erforderlich, da sich der verbaute Stahl in der Regel streckt. Tatsächlich haben die Ergebnisse der linearen Analyse für die Anschlussbemessung keinerlei Aussagekraft, wenn hohe Belastungen vorliegen.

Mithilfe von FEM-Modellen wird das Verhalten einer Verbindung erforscht. Hierfür kommen meist räumliche Elemente und messtechnisch aufgenommene Werkstoffeigenschaften zum Einsatz.

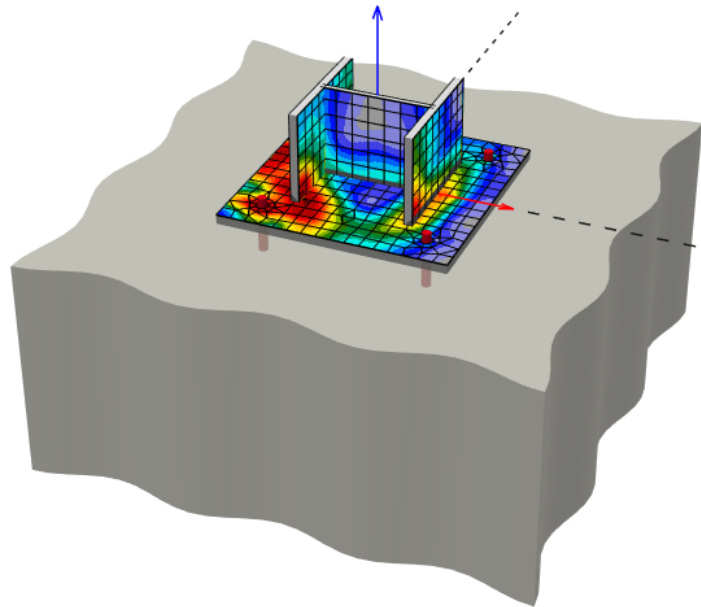


Abbildung 12. FEM-Modell einer Verbindung aus einem Forschungsprojekt. Platten und Dübel werden mithilfe von 3D-Elementen dargestellt.

Die Befestigungselemente (Dübel und Schweißnähte) sind aus Sicht des Analysemodells die schwierigsten Komponenten. Die Modellierung solcher Elemente in allgemeinen FEM-Programmen ist schwierig, da diese nicht die erforderlichen Eigenschaften einbringen können. Um diesen Mangel zu beheben, mussten spezielle FEM-Komponenten entwickelt werden, die die Schweißnähte und Dübel modellieren.

Bei Verbindungen ist die geometrisch nicht-lineare Analyse nur erforderlich, wenn die Platten sehr dünn sind. Die Schlankheit der Platte kann per Eigenwertanalyse (Beulung) festgestellt werden. Die geometrisch nicht-lineare Analyse ist in der Software nicht implementiert.

2.1 Werkstoffmodell Stahl

Das ideal-plastische oder ideal-elastische Modell mit Kaltverfestigung und die tatsächliche Spannungs-Dehnungs-Kurve sind die Diagramme, die am häufigsten für die Modellierung von Baustahl mit finiten Elementen eingesetzt werden.

In Hilti *PROFIS Engineering* werden Platten aus elastisch-plastischem Werkstoff mit abfallendem nominellem Fließplateau nach EN 1993-1-5 [10] (Anhang C, Teil C.6) modelliert. Dem Werkstoffverhalten wird die Fließbedingung nach von Mises zugrunde gelegt. Diese geht davon aus, dass sich der Werkstoff bis zum Erreichen der Streckgrenze f_y elastisch verhält.

Die Grenzzustandsbedingung der Tragfähigkeit für nicht beulungsanfällige Abschnitte reicht an den Grenzwert für die Hauptmembrandehnung heran. Es wird ein Wert von 5 % empfohlen (EN 1993-1-5 [10], Anhang C, Teil C.8, Anmerkung 1).

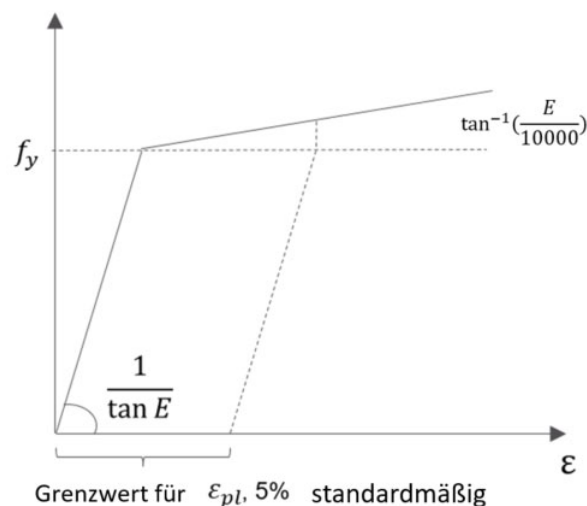


Abbildung 13. Werkstoffdiagramme für Stahl in numerischen Modellen

Der Grenzwert für plastische Spannung ist oft ein Diskussionsthema. Dabei ist die Bruchlast kaum vom Grenzwert für die plastische Spannung betroffen, wenn mit dem ideal-plastischen Modell gearbeitet wird, [11].

2.1.1 Plattenmodell

Falls Platten in baulichen Verbindungen mit der Finite-Elemente-Analyse (FEA) modelliert werden, werden Schalenelemente empfohlen. Dafür werden viereckige Schalenelemente mit Eckknoten angewendet. Für jeden Knoten werden sechs Freiheitsgrade vorgegeben: drei Verschiebungen (u_x , u_y , u_z) und drei Rotationen (φ_x , φ_y , φ_z).

Rotationen senkrecht zur Elementebene werden berücksichtigt. Für das Element wird eine vollständige 3D-Formulierung erstellt. Bei der Formulierung des Durchbiegungsverhaltens eines Elements nach der Mindlin-Hypothese werden die außerhalb der Ebene auftretenden querlastbedingten Verformungen berücksichtigt. Die MITC4-Elemente werden angewendet, siehe Dvorkin (1984) [12]. Die Schale ist anhand der Plattenstärke an jedem Integrationspunkt in fünf Integrationsschichten aufgeteilt. An jedem dieser Punkte wird das plastische Verhalten untersucht. Diese Vorgehensweise wird als Gauss-Lobatto-Integration bezeichnet. Die elastisch-plastische Phase des Werkstoffs ist nicht-linear und wird in jeder Schicht anhand der bekannten Spannungen analysiert.

2.1.2 Netzkonvergenz

Bei der Generierung eines Netzes für das Verbindungsmodell sind mehrere Kriterien zu berücksichtigen. So sollten Anwender, die komplizierte Geometrien erstellen, stets eine Sensitivitätsanalyse mit Netzdiskretisierung in Betracht ziehen. In der Regel verkürzt ein gröberes Netz die Berechnungszeit – die Ergebnisse sind jedoch weniger genau. Engmaschigere Netze müssen länger berechnet werden, liefern dafür aber präzisere Ergebnisse.

Alle Platten in einer Stahl-Beton-Verbindung werden auf gleiche Weise unterteilt. Die Größe des generierten finiten Elements ist begrenzt (zwischen 10 und 50 mm, Min./Max.-Werte können vom Anwender in den erweiterten Einstellungen geändert werden). Die Netze auf Flanschen und Stegen sind unabhängig voneinander. Auf das große Profilmaß werden standardmäßig acht finite Elemente gelegt (siehe nachfolgende Abbildung). Der Anwender kann die Standardwerte in den erweiterten Einstellungen anpassen, [11].

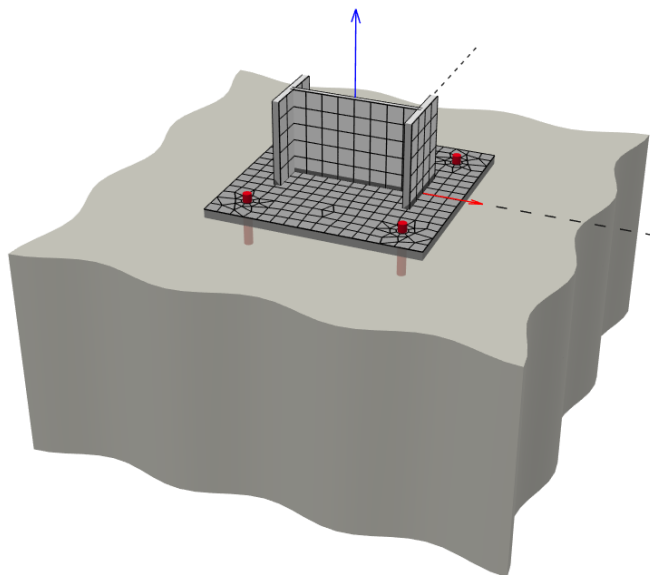


Abbildung 14. Netz auf Profil und Ankerplatte. Für das Verhältnis zwischen Steg und Flansch gelten Abhängigkeiten.

Das Verhältnis zwischen Profilnetz und Plattennetz ist wie folgt definiert:

$$\text{Netz an der größten Seite der Ankerplatte} = 2 \cdot \text{Nummer der Profilnetzelemente}$$

Anschließend wird die Anzahl der finiten Elemente auf 16 eingestellt (siehe Abbildung).

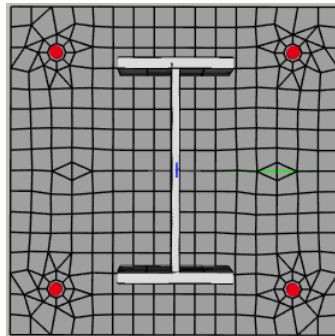


Abbildung 15. Ankerplatte mit 16 Elementen pro Seite

Im nachfolgenden Beispiel ist zu sehen, wie sich bei einer auf Beton verankerten Ankerplatte die Netzweite auf die Spannungsverteilung auswirkt. Aus der Abbildung geht hervor, dass ein Biegemoment auf die Platte einwirkt. Über den Plattenquerschnitt verteilen sich zwischen 8 und 40 finite Elemente (wodurch das größere Plattenmaß mit einem Faktor zwischen 16 und 80 geteilt wird). Anschließend werden die Ergebnisse verglichen. Es wird empfohlen, die Länge der Ankerplatte in 16 Elemente zu unterteilen (rote Hervorhebung im Diagramm), da kleinere Elemente die Berechnung nur verlangsamen, nicht aber zu einem genaueren Ergebnis führen. Wie dicht das Netz für die jeweilige Anwendung sein soll, muss der Anwender festlegen.

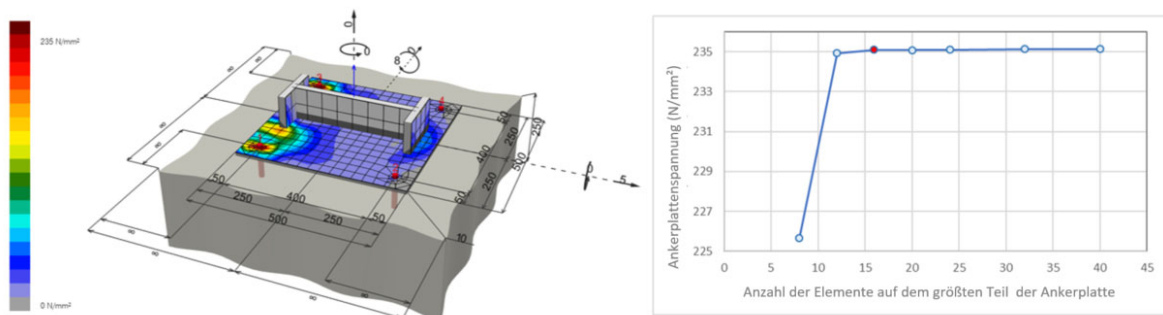


Abbildung 16. Einfluss der Netzweite auf die Spannungsverteilung auf der Ankerplatte

2.2 Dübel

Die Werkstoffeigenschaften von Dübeln werden im Rahmen der Produktbewertung von Hilti experimentell untersucht. Die Steifigkeit des Dübels ist ein produktspezifisches Merkmal, das je nach gewähltem Produkt, Belastungsart, Durchmesser, Werkstoff und Setztiefe unterschiedlich ausfällt.

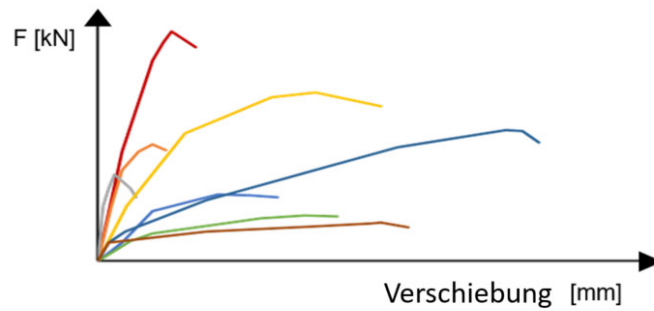


Abbildung 17. Schematische Darstellung der Verschiebung unter Last

2.2.1 Dübel in Abstandsmontage

Das in diesem Dokument vorgestellte CBFEM-Modell eignet sich für Anwendungen, in denen eine Ankerplatte auf Beton verankert wird. Befindet sich zwischen Platte und Beton ein Mörtelbett, wird von einer Abstandsmontage gesprochen. Der Mörtel muss mindestens so belastbar (Druckfestigkeit) sein wie der Betonuntergrund.

Es wird davon ausgegangen, dass der Mörtel die Druckspannung aufnimmt, wenn Zugspannung in die Dübel eingeleitet wird. Die interne Lastverteilung wird mit einem Finite-Elemente-Modell bestimmt.

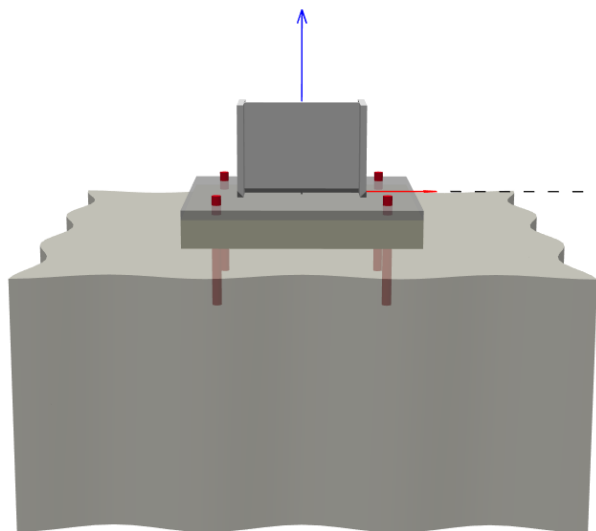


Abbildung 18. Überstehender Dübel im Mörtelbett

PROFIS Anwender müssen in diesem Fall angeben, dass wegen einem Mörtelbett eine Abstandsmontage erforderlich ist.

Ist der Mörtel weniger druckfest als der Beton, geht PROFIS konservativ davon aus, dass der Mörtel keine Druckkräfte in den Beton einleiten kann.

Abstandsmontage



Abstandsmon... >

Abstand: 30 mm

Einspanngrad: 2

Vergussmörtel

Epoxy Vergussmörtel CB-G EG

Allzweckmörtel (Benutzer definiert)

Epoxy Vergussmörtel CB-G EG

Mörteldruckfestigkeit: 30 N/mm²

Abbildung 19: Auswahl Mörtelbett

Die von PROFIS Engineering berechneten Widerstandswerte berücksichtigen eine aufgrund des Hebelarms erhöhte Querlast. Siehe nachfolgendes Rechenbeispiel.

1.4.1 Stahlversagen (mit Hebelarm)

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,s}^M = \frac{V_{Rk,s}^M}{\gamma_{M,s,b}} \quad \text{ETAG 001 Annex C, Table 5.2.3.1}$$

$$V_{Rk,s}^M = \frac{\alpha_M \cdot M_{Rk,s}}{l} \quad \text{ETAG 001 Annex C, Eq. (5.5)}$$

$$M_{Rk,s} = M_{Rk,s}^0 \cdot \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{Rd,s}}\right) \quad \text{ETAG 001 Annex C, Eq. (5.5a)}$$

$$l = e_c + \frac{t}{2} + a_3 \quad \text{ETAG 001 Annex C, Eq. (4.2)}$$

l [mm]	α_M			
40.0	2.00			
$N_{Sd} / N_{Rd,s}$	$1 - N_{Sd} / N_{Rd,s}$	$M_{Rk,s}^0$ [kNm]	$M_{Rk,s} = M_{Rk,s}^0 (1 - N_{Sd} / N_{Rd,s})$ [kNm]	
0.078	0.924	0.092	0.085	
$V_{Rk,s}^M = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / l$ [kN]		$\gamma_{M,s,b}$	$V_{Rd,s}^M$ [kN]	V_{Sd} [kN]
4.251		1.500	2.834	1.256

Abbildung 20: Beispiel für die Scherfestigkeit eines Hilti Stahldübels mit Hebelarm

2.3 Betonfundament

2.3.1 Bemessungsmodell

Für die Zwecke der CBFEM ist es praktisch, das Betonfundament zu 2D-Kontaktelementen zu vereinfachen. Die Verbindung zwischen Beton und Ankerplatte muss nur Druckkräften widerstehen. Die Druckkräfte werden über das Winkler-Pasternak-Modell für Untergrund übertragen. Dieses Modell stellt Verformungen des Betonfundaments dar. Die Zugkraft zwischen der Ankerplatte und dem Betonfundament wird von den Dübeln aufgenommen, [11].

2.3.2 Verformungssteifigkeit

Die Steifigkeit des Betonfundaments lässt sich in Hinblick auf die Bemessung als Säulenaufleger als elastische Hemisphäre prognostizieren. Ein Winkler-Pasternak-Modell für Untergrund vereinfacht die Berechnung von Fundamenten. Für die Berechnung der Steifigkeit des Untergrundes sind das Elastizitätsmodul des Betons und die effektive Höhe des Untergrundes erforderlich, [11]:

$$k = \frac{E_c}{(a_1 + \nu) \sqrt{\frac{A_{eff}}{A_{ref}}}} \left(\frac{1}{\frac{h}{a_2} + a_3} + a_4 \right)$$

Wobei gilt:

- k – Steifigkeit des Betonuntergrundes unter Druck
- E_c – Elastizitätsmodul Beton
- ν – Poissonzahl des Betonfundaments
- A_{eff} – wirksame Querschnittsfläche unter Druck
- $A_{ref} = 10 \text{ m}^2$ – Referenzfläche
- d – kleinere Seite der rechteckigen Ankerplatte
- $a_1 = 1.65; a_2 = 0.5; a_3 = 0.3; a_4 = 1.0$ – Koeffizienten

Für die Formel sind SI-Einheiten erforderlich. Das Ergebnis wird in N/m^3 angegeben.

2.4 Schweißnähte

Schweißnähte können in numerischen Modellen unterschiedlich gehandhabt werden. Es sind verschiedene Netzbeschreibungen möglich sowie verschiedene kinetische und kinematische Variablen und konstitutive Modelle. In der Regel werden verschiedene geometrische 2D- und 3D-Modelle und mit ihnen finite Elemente für verschiedene Genauigkeitsstufen verwendet. Das am häufigsten eingesetzte Werkstoffmodell ist das geschwindigkeitsunabhängige Plastizitätsmodell auf Grundlage der Fließbedingung nach von Mises. Es werden zwei Ansätze für Schweißnähte beschrieben, [11].

2.4.1 Direktanschluss von Platten

Das erste Schweißmodell beschreibt eine starre Verbindung, die durch Zusammenschlüsse der Netze angeschlossener Platten entsteht. Die Verbindung gilt als Multi-Point-Constraint (MPC), also voneinander abhängige FE-Knoten eines Plattenrandes, die in Bezug zu einer anderen Platte gesetzt werden. Die FE-Knoten sind nicht direkt miteinander verbunden. Dieser Ansatz hat den Vorteil, dass der Anwender unterschiedlich weit gefasste Netze verbinden kann. Die Abhängigkeit ermöglicht das Modellieren einer entlang der Mitte der verbundenen Platten verlaufenden Oberfläche einschließlich Versatz, der die tatsächliche Plattenstärke berücksichtigt. Diese Verbindungsart wird für durchgeschweißte Stumpfnähte verwendet, [11].

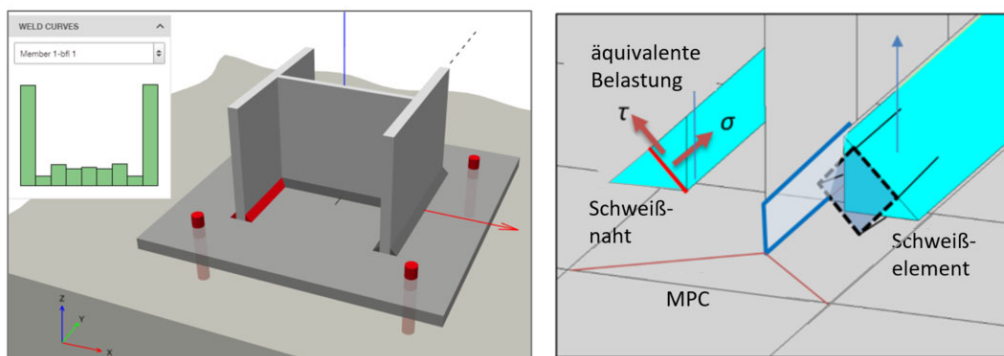


Abbildung 21. Abhängigkeit zwischen Schweißelement und Netzknoten, Quelle [11]

2.4.2 Schweißnaht mit plastischer Spannungsverteilung

Die Lastverteilung in der Schweißverbindung ergibt sich aus dem MPC. Es wird also berechnet, welche Spannungen unter der Naht auftreten. Dies ist wichtig in Zusammenhang mit der Spannungsverteilung unter der Schweißnaht und für die Modellierung von T-Stümmeln. Dieses Modell respektiert die Steifigkeit der Schweißnaht nicht und setzt die Spannungsverteilung konservativ an. Von den Spannungsspitzen am Ende der Plattenkanten, in Ecken und Rundungen hängt ab, wie stark die Schweißverbindung über die gesamte Länge ist. Das Verhalten der Schweißverbindung wird mit einem überarbeiteten Schweißverbindungsmodell dargestellt. Zwischen den Platten wird ein spezielles elastoplastisches Element eingefügt. Das Element berücksichtigt die Breite, die Lage und den Verlauf der Schweißnaht. Der äquivalente Schweiß-Volumenkörper mit den dazugehörigen Schweißverbindungsabmessungen wird eingefügt. Es erfolgt die nicht-lineare Werkstoffanalyse. Es wird das elastoplastische Verhalten des äquivalenten Schweiß-Volumenkörpers berücksichtigt. [11].

2.4.3 Stahl und Terrassenbrüche

PROFIS Engineering prüft die Verbindungsstruktur. Terrassenbrüche haben mit der Baustahlsorte zu tun. Je nach Schweißverbindung ist möglicherweise für die beteiligten Komponenten (Profil, Platte und Steifen) ein höherer Z-Wert erforderlich.

Der von PROFIS Engineering vorgegebene Z-Wert für Stahl beugt einem Terrassenbruch vor.

Der Anwender kann neben dem Z-Wert weitere Angaben machen, die den Baustahl definieren, beispielsweise die Streckgrenze und Zugfestigkeit des Hauptstahlteils. Um die Merkmale des Stahls vollständig zu definieren, wären weitere Informationen erforderlich, siehe nächste Abbildung.

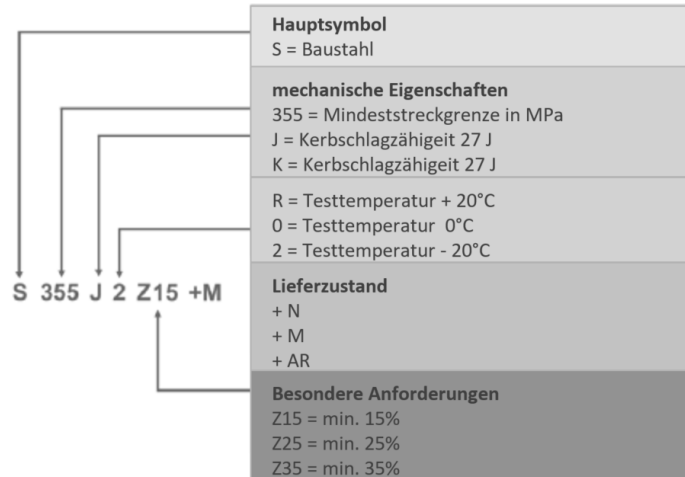


Abbildung 22. Stahlsortenbezeichnung gemäß EN 10025 (2004) Quelle: The right choice of steel [13]

2.5 Angriffspunkt der Querlasten

Die Querlast der Ankerplatte wird, wie in EN 1992-4, Abschnitt 6.2.2.3 festgelegt, auf die Dübel übertragen.

Wenn alle nachfolgenden Bedingungen erfüllt sind, wird von einer Befestigung ohne Hebelarm ausgegangen.

- Das Anbauteil ist aus Stahl und ist über eine Länge von $0.5t_{fix}$ mit dem Befestigungselement verbunden.
- Unter dem Anbauteil befindet sich Ausgleichsmörtel. Das Mörtelbett hat mindestens die gleichen Abmessungen wie das Anbauteil, wurde als Zwischenschicht auf rauhen Beton aufgebracht und hat eine Dicke von mindestens $t_{grout} \leq 0.5d$. Die Mörtelschicht muss die gleiche Festigkeit wie der Beton darunter haben, mindestens jedoch 30 N/mm^2 .

Wenn die genannten Voraussetzungen nicht gegeben sind, wird davon ausgegangen, dass eine Querlast mit Hebelarm auf die Befestigung einwirkt. Der untersuchte Punkt der angewendeten Querlast mit Hebelarm befindet sich mittig auf der Platte.

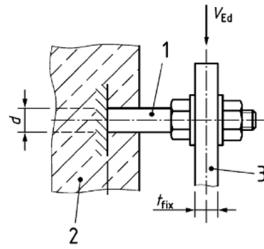


Abbildung 23: Punkt der angewendeten Querlast mit Hebelarm

2.6 Berücksichtigung von Eurocode sowie nationalen Anhängen bei der Bemessung

Die nationalen Anhänge von Eurocode 3 und 2 regeln die für die erweiterte Ankerplattenbemessung erforderlichen Standardwerte γ_{M0} , γ_{M1} , γ_{M2} und den Betonfaktor α_{cc} .

In den meisten europäischen Ländern geben nationale Anhänge Ingenieuren die Sicherheitsbeiwerte für die Bemessung vor. Die Standardwerte in Profis Engineering stimmen mit den Werten aus den nationalen Anhängen überein.

Der Anwender kann diese Werte jedoch in den erweiterten Einstellungen bearbeiten (siehe Abbildung unten).

Methode und Parameter zur Stahlberechnung ^

Auf EN-Basis
 Auf Basis von AISC und LRFD
 AS-basiert

Stahl Sicherheitsfaktor gamma M0	Stahl Sicherheitsfaktor gamma M1	Stahl Sicherheitsfaktor gamma M2
1	1,1	1,25

Einstellungen erweiterte Ankerplattenbemessung ^

Analysen und Kontrollen

Ansicht Stahl Belastungs- / Dehnungs-Ergebnisse:

ULS Stahl Spannung/ Dehnung
 Maximum Stahl Spannung/ Dehnung

Betonblock

Fugenkoeffizient Bj	Effektive Fläche (Einfluss der Maschenweite)	Lastverteilungswinkel des Betonblocks	α_{cc}
0,67	0,1	33,7 °	0,85

Abbildung 24. Änderung der Sicherheitsbeiwerte in den erweiterten Einstellungen

2.7 Einsatz von CBFEM für die Bemessung seismischer Lasten

Bei der Bemessung von Stahlgebäuden, die seismischen Lasten standhalten müssen, muss eines der folgenden Ableitverhalten eingeplant werden:

- Niedrig-dissipatives Verhalten (Konzept A)
- Mittel- oder hoch-dissipatives Verhalten (Konzept B)

Tabelle 1: Anforderungen an die Querschnittsklasse dissipativer Elemente in Abhängigkeit von der Duktilitätsklasse (mittel/hoch) und Verweis auf Verhaltensfaktor q (Tabelle 6.3, EN 1998-1)

Bemessungskonzept	Duktilitätsklasse	Referenzzone für Verhaltensfaktor q
Konzept A) Niedrig-dissipatives Verhalten bei seismischen Lasten	DCL	$\leq 1.5-2$
Konzept B) Dissipatives Verhalten bei seismischen Lasten	DCM	≤ 4
	DCH	Die Werte aus Tabelle 6.2 der Norm EN 1998 sind der einzige begrenzende Faktor.

Sollen erdbebentypische Lastkombinationen untersucht werden, muss in PROFIS Engineering die Lastart „Seismisch“ aktiviert werden.



Abbildung 25: Seismische Lastkombinationen in PROFIS Engineering

Welcher q -Wert anzusetzen ist, muss der Anwender außerhalb von PROFIS ermitteln. Der Anwender muss je nach q -Wert und den Werten aus Tabelle 1 die Bemessung für elastische Bauteile oder die Kapazitätsbemessung auswählen.

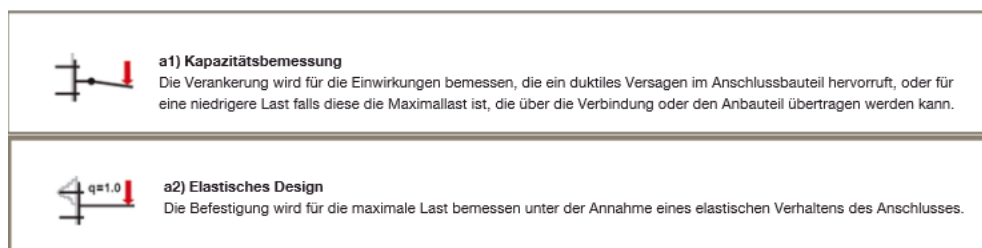


Abbildung 26: Kapazitätsbemessung und Bemessung elastischer Bauteile

Die in diesem Dokument beschriebene CBFEM-Bemessung ist auf Konzept A) anwendbar. Die Belastbarkeit der Bauteile und Verbindungen muss gemäß EN 1993 ohne weitere Anforderungen (Abschnitt 6.1.2 (4) EN 1998-1) bewertet werden.

In diesem Fall bemisst PROFIS Engineering als Nächstes wie nachfolgend ausgeführt die seismischen Lastkombinationen.

Tabelle 2: CBFEM-Größen für die Bemessung seismischer Lasten (DCL, $q < 1,5-2$)

Bauteil	Definition Lastverteilung	Definition Belastbarkeit
Stahl	2.1 Material Model für Stahl	3.3 Profil 3.2 Ankerplatte 3.4 Steifen
Dübel	2.2 Dübel	3.1 Dübelprüfverfahren
Betonfundament	2.3 Betonfundament	3.5 Betonfundament
Schweißnähte	2.4 Schweißnähte	3.6 Schweißnähte

Der Einsatz von CBFEM für die Bemessung seismischer Lasten wurde von Hilti geprüft und bewertet, [14].

3 BEMESSUNG MIT CBFEM: KOMPONENTENPRÜFUNG NACH EUROCODE

Die CBFEM-Methode vereint die in EN 1993-1-8 [1] genannten Vorteile der allgemeinen Finite-Elemente-Methode (FEM) und der Komponentenmethode (CM). Die aus dem CBFEM-Modell abgeleiteten Spannungen und inneren Kräfte, werden bei der Prüfung aller Komponenten verwendet. Die einzelnen Komponenten werden gemäß Eurocode EN 1993-1-8 [1] geprüft. Allgemein gilt, dass Stahlwerkstoffe größer als 4 mm sein müssen, damit EN 1993-1-1 [15] bzw. EN 1993-1-8 [1] vollständig erfüllt wird.

PROFIS untersucht die Bemessung auf Ebene der Verbindung. Bemessungskritische Aspekte (z. B. Beulung) werden bei der Überprüfung der Verbindung nicht untersucht, da PROFIS weitere Informationen über die umgebende Konstruktion benötigen würde (nicht nur Informationen über den Knoten).

3.1 Dübelprüfverfahren

3.1.1 Statische Lastkombinationen

Der Anwender kann für die Dübelbemessung auf folgende europäische Bemessungsleitlinien zurückgreifen:

- Eurocode 2-4.
- ETAG 001, Anhang C.
- EOTA TR029.
- *FIB* Bemessungsbulletin 58.

Die Prüfungen erfolgen gemäß der vom Anwender ausgewählten Leitlinie für Stahl- bzw. Beton-Versagensarten.

Tabelle 3. Vorgeschriebene Nachweise für Kopfbefestigungen und nachträglich eingebaute Befestigungen unter Zuglast










	Versagensart	Einzeldübel	Dübelgruppe	
			Am stärksten belasteter Dübel	Gruppe
1 	Stahlversagen Dübel	$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	$N_{Ed}^h \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	
2 	Betonausbruch Kopf- und Hinterschnittanker	$N_{Ed} \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$		$N_{Ed}^g \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$
3 	Versagen durch Herausziehen	$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$	$N_{Ed}^h \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$	
4 	Kombination Auszugversagen und Betonversagen	$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$		$N_{Ed}^g \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$
5 	Betonspaltversagen	$N_{Ed} \leq N_{Rd,sp} = \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Msp}}$		$N_{Ed}^g \leq N_{Rd,sp}$ $= \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Msp}}$

Tabelle 4. Vorgeschriebene Nachweise für Kopfbefestigungen und nachträglich eingebaute Befestigungen unter Querlast

	Versagensart	Einzeldübel	Dübelgruppe	
			Am stärksten belasteter Dübel	Gruppe
	Stahlversagen Dübel ohne Hebelarm	$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	$V_{Ed}^h \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	
	Stahlversagen Dübel, mit Hebelarm	$V_{Ed} \leq V_{Rd,s,M} = \frac{V_{Rk,s,M}}{\gamma_{Ms}}$	$V_{Ed}^h \leq V_{Rd,s,M} = \frac{V_{Rk,s,M}}{\gamma_{Ms}}$	
	Betonausbruch auf lastabgewandter Seite	$V_{Ed} \leq V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}}$		$V_{Ed}^g \leq V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}}$
	Betonkantenbruch	$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$		$V_{Ed}^g \leq V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$

3.1.2 Seismische Lastkombinationen

Gemäß EN 1992-4/EOTA TR045 muss der Bemessungswiderstand eines Befestigungselements für seismische Lasten für die jeweilige Versagensart ermittelt werden. Es gilt folgende Formel:

$$R_{d,eq} = \frac{R_{k,eq}}{\gamma_{M,eq}}$$

Wobei gilt:

$$R_{k,eq} = \alpha_{gap} \alpha_{eq} R_{k,eq}^0$$

$\gamma_{M,eq}$ = Sicherheitsbeiwerte für Versagen unter seismischer Last



Und:

$R_{k,eq}^0$ ist der charakteristische Widerstand für die jeweilige Versagensart

α_{gap} – in Produkt-ETA definiert

α_{eq} – Definition siehe nachfolgende Tabellen

Tabelle 5: Abminderungsfaktoren für α_{eq} unter Zuglast entspr. EN 1992-4

	Versagensart	Einzeldübel	Dübelgruppe
	Stahlversagen Dübel	1	1
	Betonausbruch Kopf- und Hinterschnittanker	1	0.85








	Alle sonstigen	0.85	0.75
3 	Versagen durch Herausziehen	1	0.85
4 	Kombination Auszugversagen und Betonversagen	1	0.85
5 	Betonspaltversagen	1	0.85

Tabelle 6: Abminderungsfaktoren für α_{eq} unter Querlast entspr. EN 1992-4

	Versagensart	Einzeldübel	Dübelgruppe
1 	Stahlversagen Dübel ohne Hebelarm	1	0.85
2 	Stahlversagen Dübel, mit Hebelarm	1	0.85
3 	Betonausbruch auf lastabgewandter Seite Kopf- und Hinterschnittanker	1	0.85
	Alle sonstigen	0.85	0.75
4 	Betonkantenbruch	1	0.85

3.2 Ankerplatte

Die resultierende Vergleichsspannung (von-Mises-Spannung) und die plastische Dehnung von Platten werden nach dem in Kapitel 2 definierten FEM-Modell berechnet.

Spannung

Die von-Mises-Spannung wird außerdem für das Überprüfen der maximalen Beanspruchung im Querschnitt angezeigt.

$$\sigma_{Ed,eq} \leq f_{yd} \text{ EN 1993-1-6 [16], Abschnitt 6.2}$$

PROFIS Engineering und EN 1993-1-5 [10], Anhang C, Teil C.8, Anmerkung 1 lassen Spannungen zu, die leicht höher sind als f_{yd} , da die Streckgrenze von Stahl nicht immer genau gleich ist. Während dieser Phase steigt die Spannung geringfügig an.

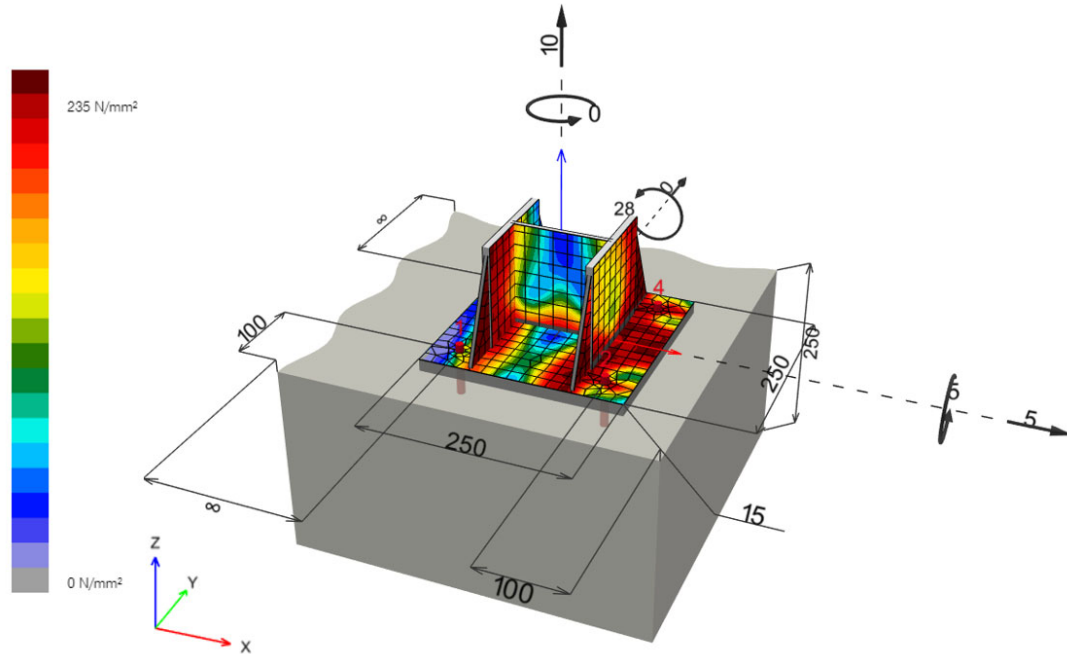


Abbildung 27. Beispiel für Spannungsverteilung in Stahl

Dehnung

Mit den Kriterien für den Grenzzustand der Tragfähigkeit für plattenförmige Konstruktionselemente werden die Hauptmembrandehnungen einem Dehnungsgrenzwert (ε) gegenübergestellt.

$$\varepsilon \leq \varepsilon_{lim} \text{ entspr. EN 1993-1-5 [10], Anhang C, Teil C.8, Anmerkung 1}$$

Wobei ε_{lim} vom Anwender definiert wird. PROFIS Engineering bietet einen Standardwert ε_{lim} an (entspr. 1993-1-5 [10], Anhang C, Teil C.8, Anmerkung 1 max. 5 %).

Der Ingenieur muss die maximalen Dehngrenzen überprüfen und feststellen, ob für bestimmte Vertriebsgebiete landesspezifische Vorgaben für ε_{lim} gelten. Die Angaben sind den nationalen Anhängen von EN 1993-1-5 [10], Anhang C, Teil C. 8, Anmerkung 1 zu entnehmen.

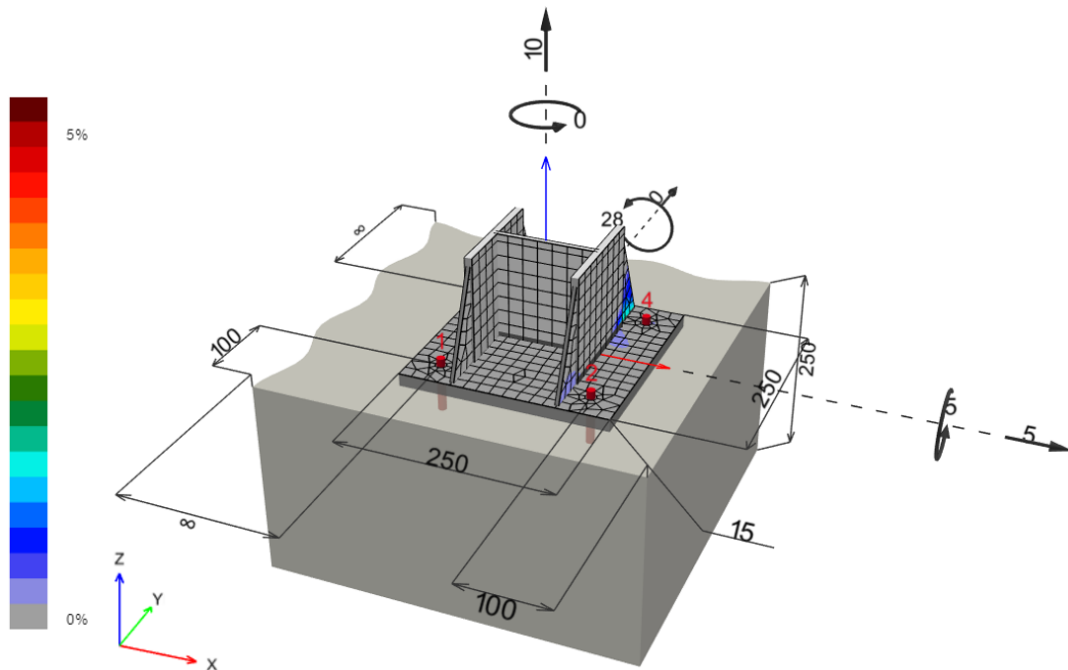


Abbildung 28. Beispiel für plastische Dehnung

Da die Plattenelemente in fünf Schichten aufgeteilt sind, wird das elastische/plastische Verhalten jeder Schicht einzeln untersucht. Das Programm prüft die Spannung und die damit einhergehende plastische Dehnung. Das Ergebnis der Berechnung gilt für die kritischste Prüfung der fünf Schichten.

Das begrenzende Kriterium ist – wie Eurocode EN 1993-1-5 [10], Anhang C, Teil C.8, Anmerkung 1 nahe legt – eine Abweichung von 5 %. Trotz Anschlussbemessung muss weiterhin die Stahlbemessung für kritische Querschnittsflächen (außerhalb von PROFIS Engineering) durchgeführt werden.

Part	Load combination	Material	f_y [N/mm ²]	γ_{M0}	ϵ_{lim} [%]	σ_{Ed} [N/mm ²]	ϵ_{Pl} [%]	Status
Plate	Combination 1	S 235	235.00	1.00	5.00	235.20	0.10	OK
Profile	Combination 1	S 235	235.00	1.00	5.00	235.55	0.26	OK

Abbildung 29. Vergleichsspannung und plastische Dehnung

Die CBFEM-Methode kann Stahlspannungen abbilden, die über der Streckgrenze liegen. Der Grund ist die leichte Neigung (1%) des plastischen Teils des Spannungs-Dehnungs-Diagramms. Diese soll in der Analyse die Stabilität der Interaktionsberechnung verbessern.

Für die praktische Bemessung ist dieser Umstand aber kein Problem. Bei höheren Lasten ergibt sich auch eine höhere plastische Vergleichsspannung. Sobald der Grenzwert für die plastische Spannung überschritten wird, versagt die Verbindung.

3.3 Profil

Ein Teil des Profils wird modelliert, um sicherzustellen, dass die Spannungsverteilung im Profil bekannt ist, bevor sie auf die Schweißnähte übertragen wird. Der Anwender muss dennoch den Überbau prüfen, da die Software keine Aussagen zum Beulen oder Gesamtstabilität trifft, sondern einen ausgewählten Profilabschnitt auf Spannung und Dehnung untersucht.

Dehnung

Mit den Kriterien für den Grenzzustand der Tragfähigkeit für plattenförmige Konstruktionselemente werden die Hauptmembrandehnungen einem Dehnungsgrenzwert (ε) gegenübergestellt.

$$\varepsilon \leq \varepsilon_{lim} \text{ entspr. EN 1993-1-5 [10], Anhang C, Teil C.8, Anmerkung 1}$$

Wobei ε_{lim} vom Anwender definiert wird. *PROFIS Engineering* bietet einen Standardwert ε_{lim} an (entspr. 1993-1-5 [10], Anhang C, Teil C.8, Anmerkung 1 max. 5 %).

Der Ingenieur muss die maximalen Dehngrenzen überprüfen und feststellen, ob für bestimmte Regionen andere landesspezifische Vorgaben für ε_{lim} gelten. Die Angaben sind den nationalen Anhängen von EN 1993-1-5 [10], Anhang C, Teil C. 8, Anmerkung 1 zu entnehmen.

Spannung

Die von-Mises-Spannung ist auch für das Überprüfen der maximalen Beanspruchung im Querschnitt angezeigt.

$$\sigma_{Ed,eq} \leq f_{yd} \text{ EN 1993-1-6 [16], Abschnitt 6.2}$$

PROFIS Engineering und EN 1993-1-5 [10], Anhang C, Teil C.8, Anmerkung 1 lassen Spannungen zu, die leicht höher sind als f_{yd} . Dies liegt in der nicht zu 100 % konstanten Festigkeitsgrenze von Stahl begründet. Der Grund ist die leichte Neigung (1%) des plastischen Teils des Spannungs-Dehnungs-Diagramms. Während dieser Phase steigt die Spannung geringfügig an.

3.4 Steifen

PROFIS Engineering untersucht ähnlich wie bei den Ankerplatten und Profilen die Vergleichsspannung (von-Mises-Spannung) und die plastische Dehnung der Steifen. Trotz dieser Prüfung muss weiterhin die Stahlrahmenkonstruktion bemessen werden (einschließlich Beulprüfung der Steifen).

Dehnung

Mit den Kriterien für den Grenzzustand der Tragfähigkeit für plattenförmige Konstruktionselemente werden die Hauptmembrandehnungen einem Dehnungsgrenzwert (ε) gegenübergestellt.

$$\varepsilon \leq \varepsilon_{lim} \text{ entspr. EN 1993-1-5 [10], Anhang C, Teil C.8, Anmerkung 1}$$

Wobei ε_{lim} vom Anwender definiert wird. *PROFIS Engineering* bietet einen Standardwert ε_{lim} an (entspr. 1993-1-5 [10], Anhang C, Teil C.8, Anmerkung 1 max. 5 %).

Der Ingenieur muss die maximalen Dehngrenzen prüfen und feststellen, ob für bestimmte Vertriebsgebiete landesspezifische Vorgaben für ε_{lim} gelten. Die Angaben sind den nationalen Anhängen von EN 1993-1-5 [10], Anhang C, Teil C. 8, Anmerkung 1 zu entnehmen.

Spannung

Die von-Mises-Spannung ist auch für das Überprüfen der maximalen Beanspruchung im Querschnitt angezeigt.

$$\sigma_{Ed,eq} \leq f_{yd} \text{ EN 1993-1-6 [16], Abschnitt 6.2}$$

PROFIS Engineering und EN 1993-1-5 [10], Anhang C, Teil C.8, Anmerkung 1 lassen Spannungen zu, die leicht höher sind als f_{yd} , da die Streckgrenze von Stahl nicht immer genau gleich ist. Während dieser Phase steigt die Spannung geringfügig an (siehe auch Erklärung 3.2 Ankerplatte und 3.3 Profil)

3.5 Betonfundament

Die Belastbarkeit von Beton unter dreidimensionaler Druckbeanspruchung wird nach EN 1993-1-8 [1] ermittelt. Zu diesem Zweck wird berechnet, wie tragfähig der Beton in der Verbindung f_{jd} unter der wirksamen Querschnittsfläche A_{eff} der Ankerplatte sein muss. Die zu bemessende Tragfähigkeit der Verbindung f_{jd} wird gemäß Abschnitt 6.2.5 von EN 1993-1-8 [1] und Abschnitt 6.7 in EN 1992-1-1 untersucht. Die Belastbarkeit und Schichtdicke des Mörtels wird mit dem Anschlusskoeffizienten β_{jd} berücksichtigt. Für eine gleichwertige oder höhere Mörtelqualität (im Vergleich zum Betonfundament) wird ein Wert von β_{jd} angesetzt. Für die wirksame Querschnittsfläche $A_{eff,cm}$ unter der Ankerplatte wird geschätzt, dass sie die Form des Säulenquerschnitts hat, dem noch ein Abstand hinzugerechnet wird.

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3f_i\gamma_{M0}}}$$

wobei t der Dicke der Ankerplatte entspricht, f_y der Streckgrenze der Ankerplatte und γ_{M0} dem Teilsicherheitsbeiwert für Stahl.

Die wirksame Querschnittsfläche wird iterativ berechnet, bis sich die Differenz zwischen den zusätzlichen Randabständen der aktuellen und der vorhergehenden Iteration $|c_i - c_{i-1}|$ auf weniger als 1 mm reduziert hat.

Die Betonfläche, die unter Druckbeanspruchung steht, wird der Finite-Elemente-Analyse (FEA) entnommen. Diese druckbeanspruchte Fläche $A_{eff,FEM}$ ermöglicht, die Lage der Neutralachse zu bestimmen.

Die Schnittmenge der druckbeanspruchten Fläche $A_{eff,FEM}$ und der wirksamen Querschnittsfläche $A_{eff,cm}$ ermöglicht es, die Belastbarkeit allgemein belasteter Säulenaufleger jeglicher Säulenformen mit beliebigen Steifen zu beurteilen. Die Schnittmenge hat das Formelzeichen A_{eff} . Die durchschnittliche Spannung σ auf der wirksamen Querschnittsfläche A_{eff} ist der Quotient, der sich ergibt, wenn die Druckkraft durch die wirksame Querschnittsfläche geteilt wird. Das Bauteil ist bei Spannungen $\sigma \leq f_{jd}$ sicher.

Betonbelastbarkeit bei konzentrierter Druckbeanspruchung:

$$f_{jd} = \beta_j k_j \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Durchschnittliche Spannung unter der Ankerplatte:

$$\sigma = \frac{N}{A_{eff}}$$

Auslastungsgrad unter Druck [%]:

$$Ut = \frac{\sigma}{f_{jd}}$$

Wobei gilt:

- f_{ck} – charakteristische Druckfestigkeit Beton
- $\beta_j = 0.67$ – Faktor der Mörtelqualität, bearbeitbar bei der Auswahl der Bauvorschrift
- k_j – Konzentrationsfaktor
- γ_c – Sicherheitsbeiwert Beton
- A_{eff} – wirksame Querschnittsfläche, auf die die Normalkraft N der Säule verteilt wird

Variables						
N [kN]	A_{eff} [mm ²]	β_j	k_j	α_{cc}	f_{ck} [N/mm ²]	γ_c
62.225	3.133	0.67	3.00	0.85	25.00	1.50
Results						
σ [N/mm ²]	f_{jd} [N/mm ²]	Utilization [%]		Status		
19.86	28.47	70		OK		

Abbildung 30. Kontaktspannung in Beton

3.5.1 Netzsensitivität

Die Druckfestigkeit von Beton wird unabhängig vom Gitternetz der Ankerplatte durchgeführt. In den nachfolgenden Abbildungen ist die Druckspannungsverteilung nach Eurocode dargestellt.

Zwei Lastfälle wurden untersucht: reine Druckeinwirkung mit 1.200 kN und Lastkombination aus 1.200 kN Druckeinwirkung und 90 kNm Biegemoment.

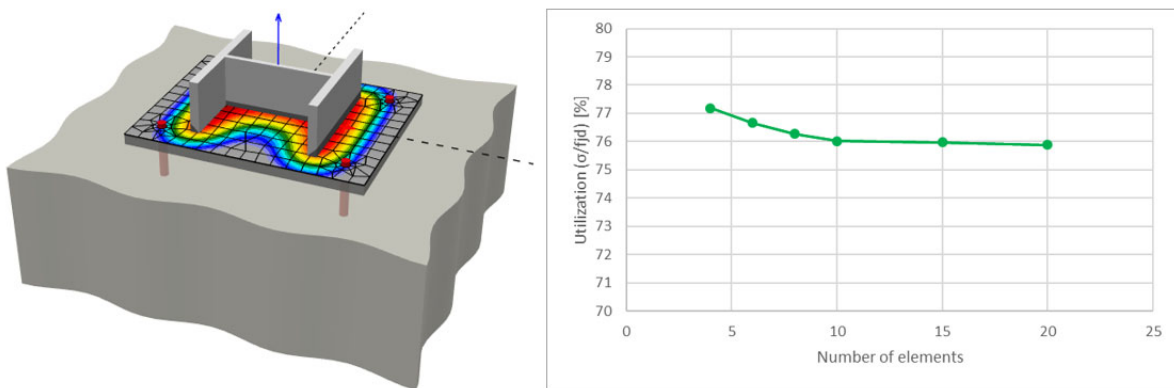


Abbildung 31. Einfluss der Anzahl der Elemente auf die Belastbarkeitsprognose für Beton unter reiner Druckeinwirkung

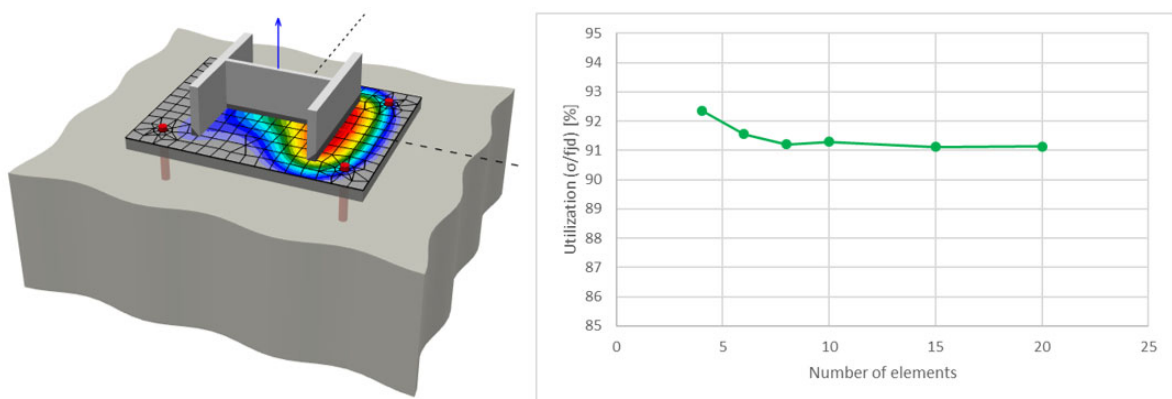


Abbildung 32. Einfluss der Anzahl der Elemente auf die Belastbarkeitsprognose für Beton unter Druck- und Biegemomenteinwirkung

3.6 Schweißnähte

Die Software bietet drei Schweißnaht-Optionen an, für die jeweils Schweißmaterialien nach EN 1991-1 [17] angeboten werden. Der Anwender kann die Verbindung zwischen dem Profil/den Steifen und der Platte modellieren.

3.6.1 Keine Schweißung

Wenn die Stahlteile nicht zusammengeschweißt werden, wird davon ausgegangen, dass zwischen ihnen keine Lastübertragung stattfindet. Dementsprechend wird keine Schweißnaht modelliert – die Schweißelemente haben keine gemeinsamen Knoten.

3.6.2 Kehlnähte

Alle Lasten werden über die Schweißnaht übertragen. Die Kehlnaht wird als Sonder-Schweißelement modelliert. Ihre Querschnittsfläche entspricht der Querschnittsfläche der Schweißnaht.

Tragfähigkeits-Bemessungswert

Die plastische Dehnung in der Schweißnaht ist wie bei der Ankerplatte auf 5 % begrenzt (EN 1993-1-5 [10], Abschnitt C, Teil C.8, Anmerkung 1). Die Spannung an der Kehlseite einer Kehlnaht wird gemäß EN 1993-1-8 [1], Abschnitt 4.5.3 nach dem richtungsbezogenen Verfahren ermittelt. Spannungen werden auf Grundlage der Spannungen im Schweißelement berechnet. Das Biegemoment um die Längsachse der Schweißnaht wird nicht berücksichtigt.

$$\sigma_{\omega,Ed} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)}$$
$$\sigma_{\omega,Rd} = \frac{f_u}{\beta_{\omega}\gamma_{M2}}$$

Beanspruchungsgrad der Schweißnaht

$$U_t = \min \left\{ \frac{\sigma_{\omega,Ed}}{\sigma_{\omega,Rd}}, \frac{\sigma_{\perp}}{0.9f_u/\gamma_{M2}} \right\}$$

Wobei gilt:

- β_{ω} – Korrelationsfaktor (EN 1993-1-8 [1] – Tabelle 4.1)
- f_u – Endfestigkeit; es wird der niedrigere Wert der beiden verbundenen Untergrundmaterialien herangezogen
- γ_{M2} – Teilsicherheitsbeiwert (EN 1993-1-8 [1]; bearbeitbar bei der Auswahl der Bauvorschrift)

Die plastische Dehnung in der Schweißnaht ist wie bei der Ankerplatte auf 5 % begrenzt (EN 1993-1-5 [10], Abschnitt C, Teil C.8, Anmerkung 1. Die Spannung an der Kehlseite einer Kehlnaht wird gemäß EN 1993-1-8 [1] ermittelt. Spannungen werden auf Grundlage der Spannungen im Schweißelement berechnet. Das Biegemoment um die Längsachse der Schweißnaht wird nicht berücksichtigt.

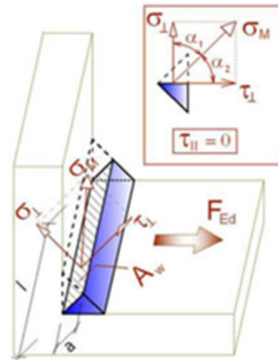


Abbildung 33. Schweißnahtkräfte, Quelle [11]

Alle für die Überprüfung erforderlichen Werte sind in Tabellen zusammengefasst. U_t ist der Beanspruchungsgrad des am stärksten beanspruchten Elements. Da für die Schweißnaht die plastische Spannungsumverteilung maßgeblich ist, ist dieser Beanspruchungsgrad ausschlaggebend. U_{tc} gibt Auskunft über den Beanspruchungsgrad entlang der Schweißnaht. Der Wert drückt das Verhältnis aus zwischen der tatsächlichen Spannung an allen Elementen der Schweißnaht und dem Bemessungswiderstand (für Spannung) über die vollständige Länge der Schweißnaht, [11].

3.6.3 Stumpfnähte

Bei Auswahl von Stumpfnähten geht die Software von durchgeschweißten Nähten aus.

Laut Eurocode 3-1-8, Abschnitt 4.7.1 wird die Bemessung von durchgeschweißten Stumpfnähten implizit durch die Belastbarkeit des schwächsten Elements in der Verbindung verifiziert.

3.7 Verformungen

PROFIS Engineering berechnet und präsentiert die Verformungen an jeder Verbindungsstelle – auch an den Dübeln. Da die Dübel mit der Platte verbunden sind, ist die Verformung auf der Platte identisch mit der Dehnung der Dübel.

Eine Verifizierung der Verformungen kann durch Einbezug von SLS-Lasten und Überprüfung der Verschiebungen erfolgen. Wenn ein Anwender die Verformungen unter der SLS-Lastkombination nun berechnen möchte, gilt es, die SLS-Lastkombination in PROFIS Engineering einzugeben und diese Verschiebungen zu überprüfen.

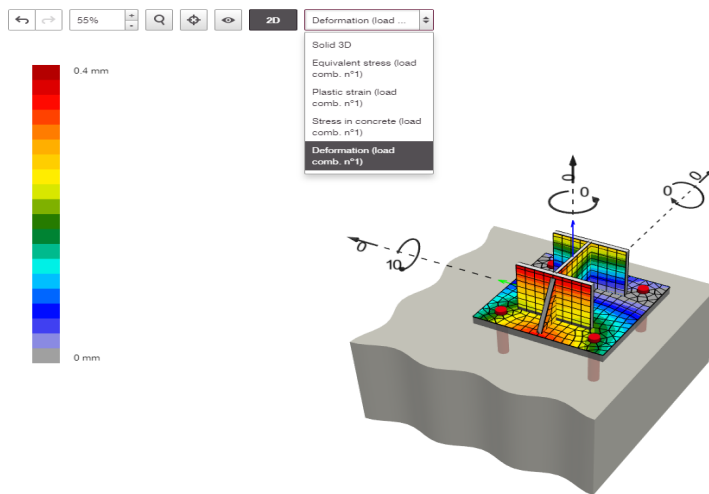


Abbildung 34. Verformung

3.8 Detaillierung

Detaillierungskontrollen des Mindestabstands zwischen Dübeln werden immer ausgeführt.

Hilti Dübel-ETA (europäisch technische Bewertung) geben folgende Abmessungen vor:

- Mindestabstand zwischen Dübel (Achsabstand)
- Mindestabstand zwischen Dübel und Betonrand (Randabstand)

Diese Optionen können vom Anwender nicht geändert werden. Die Mindestabstände gewährleisten, dass der Hilti Dübel durch die Lasten nicht überbeansprucht wird. Dies deckt auch Beton-Versagensarten ab (z. B. Betonkantenbruch).

Die Programmeinstellungen geben folgende Abmessungen vor:

- Mindestabstand zwischen Dübel und Plattenrand
- Mindestabstand zwischen Dübel und Profil

Die Standardwerte für die Mindestabstände sind konform mit EN 1993-1-8 [1], Tabelle 3.3.

4 FLEXIBLE LÖSUNGS-AUSWAHL MIT DER ANKERPLATTENBEMESSUNG

Das Modul für die erweiterte Ankerplattenbemessung gibt dem Anwender die Möglichkeit, die passende Bemessungsmethode auszuwählen.

4.1 Nur Dübelbemessung – biegesteif

Die Dübelbemessung unter Annahme einer biegesteifen Ankerplatte ist dank der Schnittstellen der Bauplanungssoftware, der Benutzerfreundlichkeit und der vereinfachten Berechnungsmethode, schneller abgeschlossen. Dafür muss sich die Ankerplatte auch tatsächlich biegesteif verhalten.

4.2 Vollständige Verbindungsbemessung – flexible Auswahl von Dübeln, Ankerplatte, Schweißnaht, Steifen und Beton

Es gibt drei Möglichkeiten, eine vollständige Verbindungsbemessung durchzuführen:

- a) Wirklichkeitsnah und streng nach Eurocode eine Ankerplatte mit nachgewiesener Biegesteifigkeit planen. Bei dieser Vorgehensweise ist die Ankerplattenlösung frei von sämtlichen Unwägbarkeiten. Es kann jedoch sein, dass eine im Vergleich zur Dübelverschiebung vernachlässigbar kleine Ankerplattenverschiebung auftritt. Wird dagegen die erweiterte Ankerplattenbemessung durchgerechnet, kommt es zu keiner Abweichung. Es kann jedoch sein, dass eine unwirtschaftliche Ankerplattenstärke zustande kommt.
- b) Wirklichkeitsnah eine optimierte Ankerplatte mit einer maximalen Steifigkeitsabweichung (Einwirkungsabweichung auf die Dübel) von 10 % planen. Dieses Verfahren erlaubt dem Anwender, mit ingenieurtechnischem Wissen und ausgiebigen Prüfungen die Verbindungsbemessung zu verbessern. Der prüfende Ingenieur erhält einen umfassenden Bericht mit Angaben zu allen Verbindungsaspekten.
- c) wirklichkeitsnah eine nach der Einschätzung des Ingenieurs optimierte Ankerplatte planen. Erstellen Sie mit nur einem Klick die vollständige Verbindungsbemessung. Schnelle Iterationen ermitteln die am besten geeignete Lösung. Bei dieser Option sind die Dübelbemessungsformeln nur unter Annahme einer biegesteifen Ankerplatte gültig.

5 VORSCHLAG ZUR INGENIEURTECHNISCHEN BEURTEILUNG, OB DIE ANKERPLATTE „ANNÄHERND BIEGESTEIF“ IST

Die biegesteife Ankerplatte ist ein theoretischer Ansatz. In der Praxis ist kein Bauteil absolut biegesteif – wenn eine ausreichend große Kraft einwirkt, verformt sich jede Ankerplatte. „Annähernd biegesteife“ Ankerplatten verhalten sich in der Praxis ähnlich wie biegesteife Ankerplatten. Wenn das Verhalten sehr ähnlich ist, können die Dübelbemessungsnormen nach Einschätzung des Ingenieurs angewendet werden.

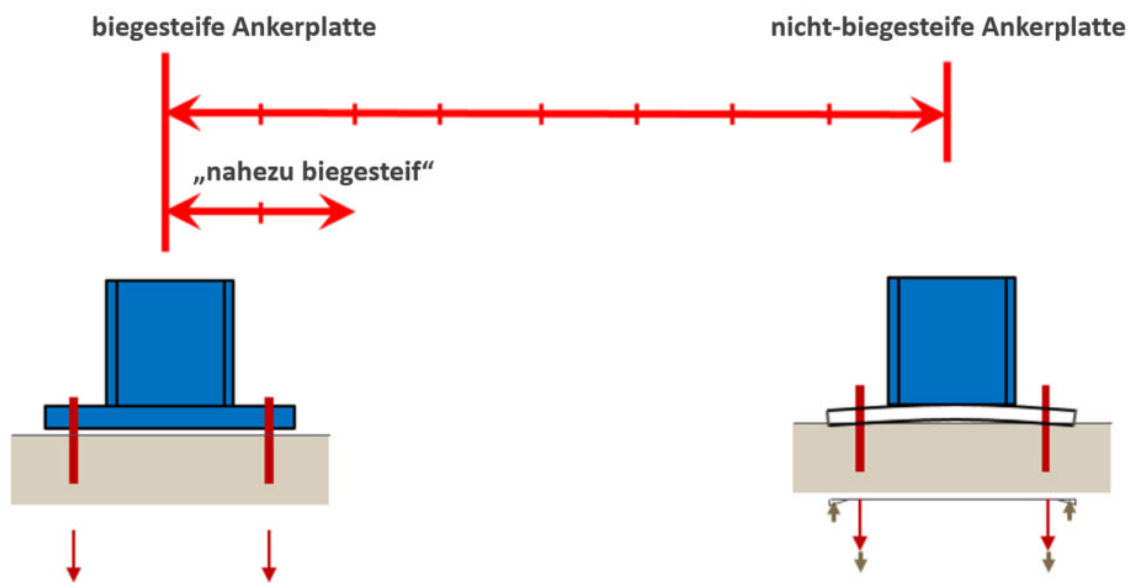


Abbildung 35. Definition „Annähernd biegesteife Ankerplatten“

5.1 Ingenieurtechnische Überlegungen zum Verhalten „annähernd biegesteifer Ankerplatten“

Bislang wurde die tatsächliche Biegesteifigkeit der Ankerplatte nicht kontrolliert. Dies folgt jetzt nach Abschluss der Berechnung (Abbildung 36. Vergleich biegesteife und wirklichkeitsnahe Ankerplatte). Die nach der Elastizitätstheorie berechneten Dübellasten werden mit den Dübellasten verglichen, die sich unter Berücksichtigung des Gleichgewichts einwirkender Größen und der Kompatibilitätsbedingungen ergeben (realistische Annahmen zur Verschiebung unter Last vorausgesetzt, unter Berücksichtigung der Spannungs-Dehnungs-Diagramme sowie unter Annahme einer biegesteifen Ankerplatte). Die Software ermöglicht den Vergleich der Dübellasten aus beiden Methoden und zeigt so auf, wie groß die Differenz zwischen Theorie (biegesteife Ankerplatte) und Praxis ist.

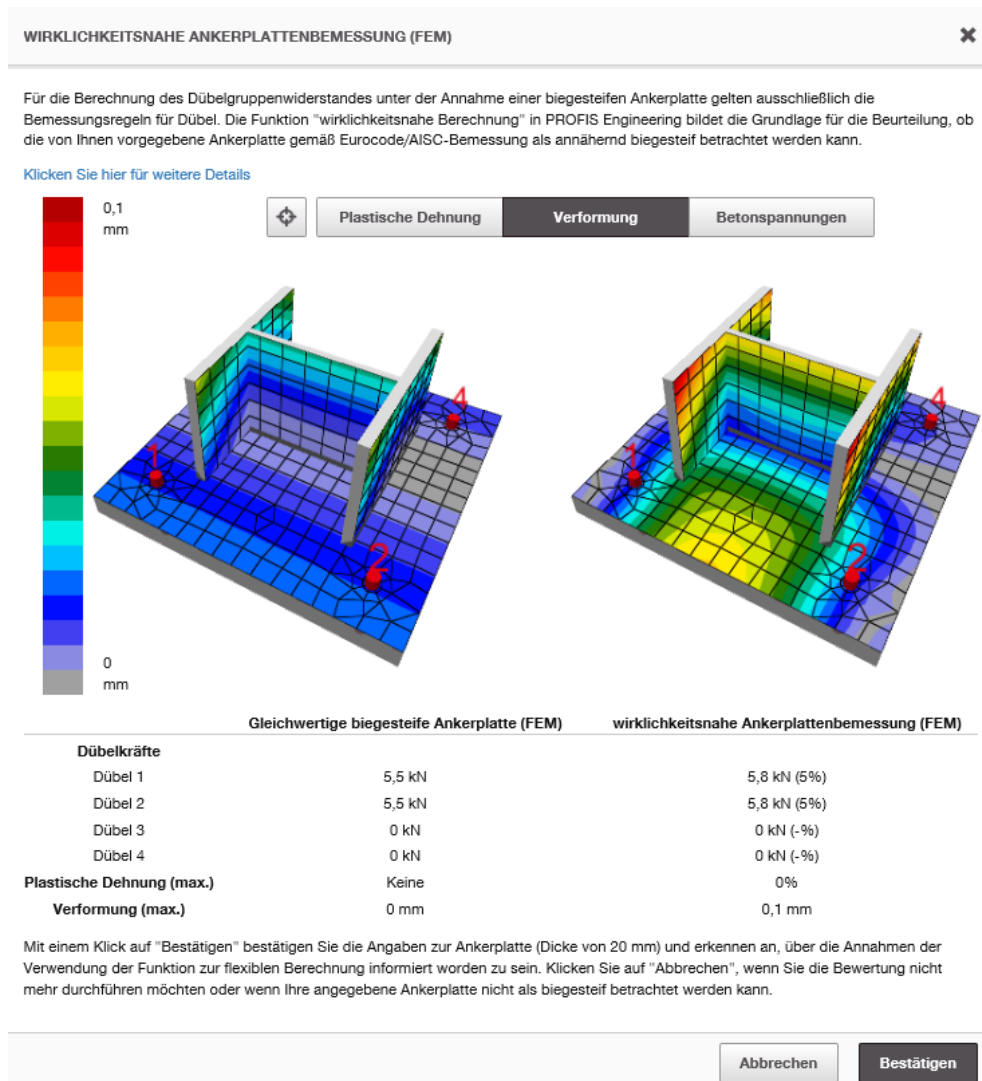


Abbildung 36. Vergleich biegesteife und wirklichkeitsnahe Ankerplatte

Abbildung 37. Zunehmende Dübellasten in einer flexiblen Ankerplatte, [18], zeigt experimentell ermittelte Durchschnittsversagenslasten von Dübelgruppen ($N_{u,test}$) im Vergleich zur berechneten Bruchlast. Im Versuch wurde die Elastizitätstheorie ($N_{u,E-theory}$) als Funktion des am stärksten belasteten Dübels aus der Gruppe berücksichtigt. Versuchsgrundlage waren nicht-lineare Annahmen. Dem steht eine auf der Elastizitätstheorie basierende Berechnung der stärksten Dübellast gegenüber. Die Versuche wurden mit Gruppen zu vier und neun Dübeln durchgeführt. Diese wurden in ungerissenem Beton einaxialen und biaxialen Biegemomenten ausgesetzt. Für die Versuche wurden eingegossene Kopfbolzen und nachträglich montierte Dübel eingesetzt.

Anhand von Abbildung 37 lässt sich abschätzen, inwiefern eine Abweichung des am stärksten belasteten Gruppendübels vom auf Grundlage der Elastizitätstheorie berechneten Wert sich auf die Tragfähigkeit der Gesamtgruppe auswirkt. Im Vergleich zu den vorhandenen Versuchswerten und mit einer Lastabweichung des am stärksten belasteten Gruppendübels von ca. 10 bis 15 % (zwischen den Annahmen einer biegesteifen und einer realitätsgetreuen Ankerplatte) verhält sich die mittlere Bruchlast der Gruppe im

Vergleich zur auf Grundlage der Elastizitätstheorie berechneten mittleren Bruchlast der Gruppe wie erwartet. Das bedeutet, dass bei einer Dübellastabweichung von ca. 10 bis 15 % zwischen biegesteifer Ankerplatte und flexibler Ankerplatte in den Versuchen keine negativen Auswirkungen auf die Tragfähigkeit zu beobachten sind.

Der Vergleich der biegesteifen und der realitätsgetreuen Ankerplatte sowie die oben ausgeführten Untersuchungen sollten dem Planungsingenieur zu einer Einschätzung der bestehenden Ankerplattendicke verhelfen, die den geltenden Leitlinien nicht widerspricht.

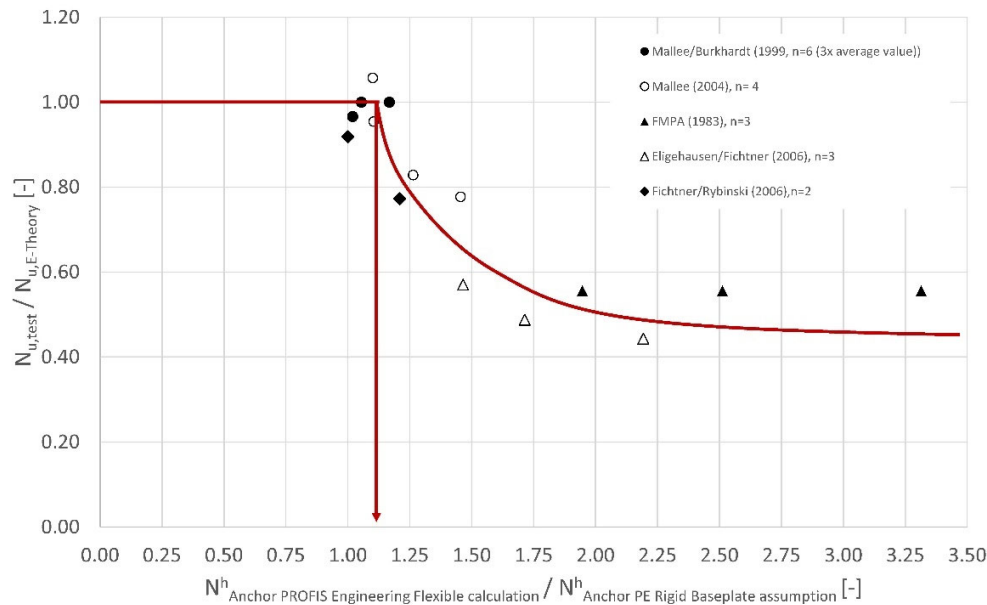


Abbildung 37. Zunehmende Dübellasten in einer flexiblen Ankerplatte

Falls es weitere ingenieurtechnische Kriterien gibt, die für eine Überschreitung der vorgeschlagenen 10 % sprechen, kann der Ingenieur nach eigenem Ermessen entscheiden.

Es gibt bei der Planung nicht-biegesteifer Ankerplatten verschiedene Parameter (siehe Abschnitt 1.3) zu berücksichtigen. Die nachfolgenden Parameter beeinflussen, ob eine Ankerplatte als „annähernd biegesteif“ eingestuft werden kann.

5.1.1 Dübellasten

Die folgenden drei Effekte haben höhere Dübellasten zur Folge:

- Schwächerer innerer Hebelarm, Abbildung 2.
- Abstützeffekte, Abbildung 3.
- Ungleichmäßige Lastverteilung in Dübelgruppen, Abbildung 4.

Wenn die Dübellasten in etwa mit den Ergebnissen aus der Berechnung der biegesteifen Ankerplatte übereinstimmen, ist davon auszugehen, dass sich die Platte sehr ähnlich wie eine biegesteife Ankerplatte verhält – die Platte kann dann als „annähernd biegesteif“ eingestuft werden.

Literaturquellen für die Entscheidungsfindung zu diesem Thema: Mallée/Burkhardt [19], Fichtner [20].

Die Dübellastergebnisse aus der Berechnung biegesteifer und biegeweicher Ankerplatten dienen dem bemessenden Ingenieur bei seiner Einschätzung als zusätzliche Informationsquellen.

5.1.2 Spannungskräfte im Beton

EN 1993-1-8 [1] legt fest, wie Spannungskräfte im Beton nach dem T-Stummel-Modell zu bewerten sind. Dieses Modell ist auch auf nicht-biegesteife Ankerplatten anwendbar. Es ist daher völlig ausreichend, die Betonspannungen aus der FEM-Berechnung der „annähernd biegesteifen“ Ankerplatte zu kontrollieren.

5.1.3 Verformung

Der Ingenieur und/oder der Eigentümer entscheiden, welche Verformungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit hinnehmbar sind.

5.2 Hilti Empfehlung für ingenieurtechnische Beurteilung

Der Ingenieur muss von Fall zu Fall anhand der zuvor beschriebenen Informationen entscheiden, ob die Ankerplatte als „annähernd biegesteif“ eingestuft werden kann. So wird sichergestellt, dass die ingenieurtechnische Beurteilung mit dem Geltungsbereich der Dübelbemessungsleitlinien vereinbar ist.

Da keine Regel auf alle Anwendungsfälle anwendbar ist, gibt Hilti keine Empfehlung dazu ab, wie weit das Ergebnis von der biegesteifen Ankerplatte abweichen darf.

6 ABSCHLIESSENDE ANMERKUNGEN

Der Ingenieur entscheidet, welche Annahmen der Bemessung zugrunde gelegt werden sollten. Einschränkungen in den Leitlinien für die Dübel- und die Baustahlbemessung schreiben die „annähernd biegesteife“ Ankerplatte als sichere Lösung für die Dübelbemessung vor. Das Verhalten dieser Ankerplatte ist aus ingenieurtechnischer Sicht dem Verhalten der in den Dübelbemessungsleitlinien als biegesteif angenommenen Ankerplatte sehr ähnlich.

In diesem Dokument ist technisches Hintergrundwissen zusammengetragen. Es zeigt auf, welche Einflussfaktoren für Ingenieure am wichtigsten sind, die Ankerplatten planen, die mit dem Geltungsumfang der Dübelbemessungsleitlinien vereinbar sein sollen. Die genannten Literaturquellen sollen den Ingenieur bei der Entscheidungsfindung unterstützen.

HAFTUNGSAUSSCHLUSS

Der Kunde muss bei Nutzung des Dienstes laut Punkt 6 der Vereinbarung die folgenden Bestimmungen vollumfänglich einhalten und ist nur für die Implementierung der erforderlichen Migrationsschritte verantwortlich. Dabei ist nach bestem Wissen eine potenziell unsachgemäße Nutzung zu vermeiden:

Generell gilt für alle Dienste:

Sämtliche im Dienst enthaltenen Informationen und Daten betreffen ausschließlich die Verwendung von Hilti Produkten und basieren auf den Grundsätzen, Formeln und Sicherheitsbestimmungen gemäß den technischen Richtlinien von Hilti, den Anweisungen zu Betrieb und Montage sowie den Montageanleitungen usw., die strikt einzuhalten sind. Das Hilti Produktportfolio, das in Verbindung mit den Diensten genutzt werden kann, kann von Land zu Land variieren. Alle in den Diensten enthaltenen Zahlen sind Durchschnittswerte. Daher sind vor der Verwendung des entsprechenden Hilti Produktes anwendungsspezifische Versuche durchzuführen. Die Ergebnisse der mit den Diensten angestellten Berechnungen beruhen im Wesentlichen auf den vom Anwender eingegebenen Daten. Der Kunde ist deshalb allein für die Fehlerfreiheit, die Vollständigkeit und die Relevanz seiner eingegebenen Daten verantwortlich. Ferner trägt der Kunde die alleinige Verantwortung dafür, dass die Ergebnisse der Berechnung von einem Sachverständigen überprüft und freigegeben werden, insbesondere im Hinblick auf die Einhaltung der geltenden Normen und Zulassungen, bevor sie für kundenspezifische Anlagen/Einrichtungen verwendet werden. Die Software dient nur als Hilfe zur Interpretation von Normen und Zulassungen, ohne jegliche Garantie für die Fehlerfreiheit, die Richtigkeit und die Relevanz der Ergebnisse oder die Eignung für eine bestimmte Anwendung. Der Kunde muss alle erforderlichen und angemessenen Maßnahmen ergreifen, um Schäden durch die Dienste zu verhindern oder zu begrenzen. Alle Berechnungsergebnisse und Konstruktionsentwürfe sind Empfehlungen und müssen von einem professionellen Konstrukteur und/oder Statiker bestätigt werden, damit sichergestellt ist, dass die Berechnungsergebnisse und Entwürfe für die spezifischen Rechts- und Projektanforderungen des Kunden geeignet und angemessen sind. Darüber hinaus bilden in den von den Diensten generierten Berichten die Abschnitte mit **WARNHINWEIS** einen grundlegenden Teil der Berechnungsannahme. Der Kunde muss diese Hinweise strengstens befolgen und sie vor der Umsetzung von einem qualifizierten Sachverständigen kontrollieren lassen.

Erweiterte Ankerplattenbemessung:

- Um die erweiterten Ankerplattenbemessung in PROFIS Engineering nutzen zu können, ist eine aktive Internetverbindung erforderlich
- Realistisches Prüfen von Ankerplatte, Spannungen, Dehnungen und Verformungen. Bemessung gemäß EN 1993
- Bemessung der Schweißnaht gemäß EN 1993-1-8
- Bemessung der Steifen gemäß EN 1993
- Betontragfähigkeitsprüfung gemäß EN 1992
- Dübelbemessung gemäß ETAG / TR 029
- Die Daten zur Dübelsteifigkeit basieren auf umfangreichen Prüfungen, die von Hilti und Hilti Engineering durchgeführt und ausgewertet wurden

- *Mit der Funktion zur realistischen Berechnung in PROFIS Engineering können Sie außerhalb der geltenden Bemessungsregeln agieren und Ihre vorgegebene Ankerplatte verhält sich möglicherweise nicht-biegesteif. Um die Eignung und Angemessenheit für Ihre spezifischen behördlichen und projektspezifischen Vorgaben sicherzustellen, lassen Sie bitte die Ergebnisse von einem professionellen Planer und/oder Statiker prüfen.*

ABBILDUNGEN

Abbildung 1. Mit Federungen modellierte Dübel einer Stahl-Beton-Verbindung	4
Abbildung 2. Schwächerer innerer Hebelarm bei nicht-biegesteifen Ankerplatten	5
Abbildung 3. Verstärkung der Dübellasten aufgrund von Abstützeffekten	6
Abbildung 4. Höhere Dübellasten aufgrund ungleichmäßiger Lastverteilung auf nicht-biegesteifen Ankerplatten.....	6
Abbildung 5. Ungleichmäßige Spannungsverteilung im Beton	7
Abbildung 6. Kragträgerschiebung bei biegesteifer und nicht-biegesteifer Ankerplatte	7
Abbildung 7. Beispiel: Vergleich zwischen biegesteifer und nicht-biegesteifer Ankerplatte	8
Abbildung 8. Ankerplattenbemessung – Methoden für die Berechnung der Lastverteilung auf die Dübel. 8	
Abbildung 9. Verhalten biegesteifer Ankerplatten unter Last	9
Abbildung 10. Vorgehensweise bei Annahme einer biegesteifen Ankerplatte	9
Abbildung 11. Ein Vergleich zwischen biegesteifer und nicht-biegesteifer Ankerplatte als Beispiel	10
Abbildung 12. FEM-Modell einer Verbindung aus einem Forschungsprojekt. Platten und Dübel werden mithilfe von 3D-Elementen dargestellt.	11
Abbildung 13. Werkstoffdiagramme für Stahl in numerischen Modellen	12
Abbildung 14. Netz auf Profil und Ankerplatte. Für das Verhältnis zwischen Steg und Flansch gelten Abhängigkeiten.....	13
Abbildung 15. Ankerplatte mit 16 Elementen pro Seite	14
Abbildung 16. Einfluss der Netzweite auf die Spannungsverteilung auf der Ankerplatte	14
Abbildung 17. Schematische Darstellung der Verschiebung unter Last	15
Abbildung 18. Überstehender Dübel im Mörtelbett.....	15
Abbildung 19: Auswahl Mörtelbett	16
Abbildung 20: Beispiel für die Scherfestigkeit eines Hilti Stahldübels mit Hebelarm	16
Abbildung 21. Abhängigkeit zwischen Schweißelement und Netzknoten, Quelle [11]	18
Abbildung 22. Stahlsortenbezeichnung gemäß EN 10025 (2004) Quelle: The right choice of steel [13] ...	19
Abbildung 23: Punkt der angewendeten Querlast mit Hebelarm.....	20
Abbildung 24. Änderung der Sicherheitsbeiwerte in den erweiterten Einstellungen	20
Abbildung 25: Seismische Lastkombinationen in PROFIS Engineering	21
Abbildung 26: Kapazitätsbemessung und Bemessung elastischer Bauteile	21
Abbildung 27. Beispiel für Spannungsverteilung in Stahl.....	26
Abbildung 28. Beispiel für plastische Dehnung.....	27
Abbildung 29. Vergleichsspannung und plastische Dehnung	27
Abbildung 30. Kontaktspannung in Beton.....	31
Abbildung 31. Einfluss der Anzahl der Elemente auf die Belastbarkeitsprognose für Beton unter reiner Druckeinwirkung	31
Abbildung 32. Einfluss der Anzahl der Elemente auf die Belastbarkeitsprognose für Beton unter Druck- und Biegemomenteinwirkung.....	31
Abbildung 33. Schweißnahtkräfte, Quelle [11]	33
Abbildung 34. Verformung	34
Abbildung 35. Definition „Annähernd biegesteife Ankerplatten“	36
Abbildung 36. Vergleich biegesteife und wirklichkeitsnahe Ankerplatte	37
Abbildung 37. Zunehmende Dübellasten in einer flexiblen Ankerplatte.....	38

TABELLE

Tabelle 1: Anforderungen an die Querschnittsklasse dissipativer Elemente in Abhängigkeit von der Duktilitätsklasse (mittel/hoch) und Verweis auf Verhaltensfaktor q (Tabelle 6.3, EN 1998-1)	21
Tabelle 2: CBFEM-Größen für die Bemessung seismischer Lasten (DCL, $q < 1,5-2$)	22
Tabelle 3. Vorgeschriebene Nachweise für Kopfbefestigungen und nachträglich eingebaute Befestigungen unter Zuglast	23
Tabelle 4. Vorgeschriebene Nachweise für Kopfbefestigungen und nachträglich eingebaute Befestigungen unter Querlast	24
Tabelle 5: Abminderungsfaktoren für $\alpha e q$ unter Zuglast entspr. EN 1992-4	24
Tabelle 6: Abminderungsfaktoren für $\alpha e q$ unter Querlast entspr. EN 1992-4	25

QUELLENVERWEISE

- [1] Technical Committee CEN/TC 250, *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints*, 2009.
- [2] Wald F.m Sabatka L., Bajer M., Barnat J., Gödrich L., Holomek J., Kabelac J., Kocha M., Kolaja D., Kral P., Kurejkova M., Vild M., *Benchmark cases for advanced design of structural steel connections*, Prague, September, 2016.
- [3] Technical Committee CEN/TC 250, *FprEN 1992-4 Design of concrete structures - Part 4: Design of Anchorage for use in concrete*, 2015.
- [4] European Organisation for Technical Approvals (EOTA), *ETAG 001, Annex C: Design methods for anchorages (3rd amendment)*, Brussels, 2010.
- [5] European Organisation for Technical Approvals (EOTA), *TR 029*, Brussels: EOTA, 2010.
- [6] American Concrete Institute Comitee, *ACI 318-11: Building code requirements for structural concrete*, 2011.
- [7] American Concrete Institute Comitee, *ACI 318-14: Building code requirements for structural concrete*.
- [8] American Concrete Intitute Comitee, *ACI 318-08: Building code requirements for structural concrete*, 2008.
- [9] *Numerical Simulation of Semi Rigid Connection by the Finite Element Method, Report of Working Group 6 Numerical*, Brussels Luxembourg, 1999.
- [10] Technical Committee CEN/TC 250, *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-5: Desing of steel structures*, 2006.
- [11] IDEA StatiCa, *General theoretical background*;
https://resources.ideastatica.com/Content/02_Steel/Theoretical_background/1_General.htm,
Version used 10/2018.
- [12] Dvorkin E. N. and Bathe K. J., *Mechanics Based Four Node Shell Element for General Nonlinear Analysis*, 1984.
- [13] Oliver Hechler, Georges Axmann & Boris Donnay, *The right choice of steel - according to the Eurocode*, 2015.
- [14] *Hilti investigations and assessments for the use of CBFEM method under seismic loading*, Schaan: Not published, 2019.

- [15] Technical Committee, *Eurocode 3: Design of steel structure - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, 2005.
- [16] Technical Committee CEN/TC 250, *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-6: Strength and Stability of shell structures*, 2009.
- [17] Technical Committee CEN/TC 250, *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings*, 2009.
- [18] M. Fitz, J. Appl und O. Geibig, : *Wirklichkeitsnahe und vollständige Bemessung von Ankerplatten einschließlich der Befestigungsmittel – neue Bemessungssoftware auf Basis wirklichkeitsnaher Annahmen*, Stahlbau, 2018.
- [19] R. Mallée und F. Burkhardt, *Befestigung von Ankerplatten mit Dübeln*, Beton- und Stahlbetonbau 94, Heft 12, S. 502-511, Ernst & Sohn Verlag, 1999.
- [20] S. Fichtner, *Untersuchungen zum Tragverhalten von Gruppenbefestigungen unter Berücksichtigung der Ankerplattendicke und einer Mörtelschicht*, Dissertation Universität Stuttgart, 2011.
- [21] American institute of steel construction, *ANSI/AISC 360-16: Specification for structural steel buildings*, 2010.
- [22] American Institute of Steel Construction, *Steel Design Guide: Base Plate and Anchor Rod Design*, 2006.

Rechtliche Hinweise:

Dieses Handbuch und die darin enthaltenen Kapitel dienen nur zu Informationszwecken.

Die Hilti Aktiengesellschaft behält sich das Recht vor, die darin behandelten Inhalte jederzeit und ohne vorherige Ankündigung zu ändern. Die Hilti Aktiengesellschaft und/oder jede andere Gesellschaft der Hilti Gruppe übernimmt in Zusammenhang mit dem Inhalt dieses Handbuches keine Garantie-oder Haftungsverpflichtungen, die über die in der jeweiligen Nutzungsvereinbarung ausdrücklich ausgeführten und angenommenen Regelungen zum betreffenden Hilti Cloud Service hinausgehen



Hilti Aktiengesellschaft
9494 Schaan, Liechtenstein
P +423-234 2965

www.facebook.com/hiltigroup
www.hilti.group