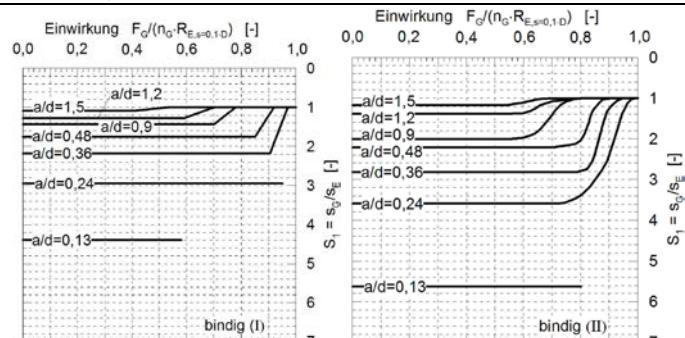
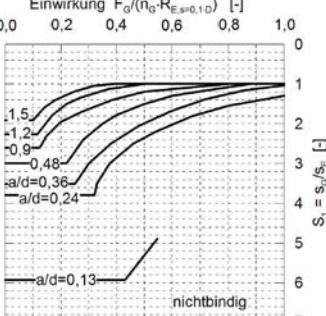


Textstelle	Änderung	Neuer Text, Änderung, Hinweis									
Kapitel 3.2 Absatz (7) Seite 35	Streichung	Die Baugrunduntersuchungen müssen ausreichend tief sein, so dass alle Baugrundformationen und Schichtungen, die das Bauwerk und die Herstellung beeinflussen, festgestellt und die Tragfähigkeits- und Verformungseigenschaften des Baugrundes erkannt werden, siehe hierzu auch Handbuch EC 7-2 [45] und Bild 3.5. In Ergänzung zu den Vorgaben in Bild 3.5 aus Handbuch EC 7-2 [45] sollten die Baugrunduntersuchungen mindestens in eine Tiefe unter Pfahlfuß von $z_a \geq 4D_b - 4D_F$ reichen, wenn die Pfahlwiderstände auf der Grundlage von Erfahrungswerten nach 5.4 ermittelt werden.									
Kapitel 3.2 Bild 3.5 Seite 36	Bild ersetzen (D_F wird zu D_b), Streichung in Bildunterschrift	<p>Untersuchungstiefe z_a unter Pfahlfußsohle</p> <p>$z_a \geq 1,0 \cdot b_g$ $z_a \geq 4,0 \text{ m}$ $z_a \geq 3 \cdot D_b$</p> <p>$D_b = \text{Pfahlfußdurchmesser}$ $b_g = \text{das kleinere Maß eines in der Fußebene liegenden Rechtecks, das die Pfahlgruppen umschließt.}$</p>									
		Bild 3.5 Mindesttiefen der Baugrunduntersuchung bei Pfahlgründungen, aus Handbuch EC 7-2 [45], $D_F = D_b$; Hinweis: wenn für Druckpfahlgründungen die Pfahlwiderstände auf der Grundlage von Erfahrungswerten nach 5.4 ermittelt werden sollen, sollten die Baugrunduntersuchungen mindestens in eine Tiefe unter Pfahlfuß von $z_a \geq 4D_b - 4D_F$ reichen									
Kapitel 3.2 (12) j) Seite 37	Streichung	j) Aggressivität von Grundwasser und/oder Baugrund, die die Beständigkeit oder die Eigenschaften der Pfahlbaustoffe, wie z. B. einer Stützflüssigkeit, des frischen oder erhärteten Betons usw., beeinträchtigen kann, siehe auch EN 206 und DIN 4030,									
Kapitel 3.2 (16) Seite 40	Streichung	Die Werte in Tabelle 3.5 liefern nur grobe Orientierungswerte für die einaxiale Druckfestigkeit. Für Pfahlgründungen im Fels ist i. d. R. die Durchführung von einaxialen Druckversuchen notwendig. Ergänzend – in Ausnahmefällen auch alternativ – können Punktlastversuche zur Abschätzung der einaxialen Druckfestigkeit ausgeführt werden.									
Kapitel 3.2 Tabelle 3.6 Seite 41	Streichung	<p>Tabelle 3.6 Verwitterungsgrade von Fels (nach [33])</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Bezeichnung</th> <th>Merkmal Gestein</th> <th>Merkmal Gebirge</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>unverwittert (VU)</td> <td>unverwittert, frisch, kein Verwitterungseinfluss erkennbar</td> <td>keine verwitterungsbedingte Auflockerung an Trennflächen</td> </tr> <tr> <td>angewittert (VA)</td> <td>auf frischer Bruchfläche Verwitterung von einzelnen Mineralkörpern erkennbar, beginnende Mineralumbildu</td> <td>teilweise Auflockerung an Trennflächen</td> </tr> </tbody> </table>	Bezeichnung	Merkmal Gestein	Merkmal Gebirge	unverwittert (VU)	unverwittert, frisch, kein Verwitterungseinfluss erkennbar	keine verwitterungsbedingte Auflockerung an Trennflächen	angewittert (VA)	auf frischer Bruchfläche Verwitterung von einzelnen Mineralkörpern erkennbar, beginnende Mineralumbildu	teilweise Auflockerung an Trennflächen
Bezeichnung	Merkmal Gestein	Merkmal Gebirge									
unverwittert (VU)	unverwittert, frisch, kein Verwitterungseinfluss erkennbar	keine verwitterungsbedingte Auflockerung an Trennflächen									
angewittert (VA)	auf frischer Bruchfläche Verwitterung von einzelnen Mineralkörpern erkennbar, beginnende Mineralumbildu	teilweise Auflockerung an Trennflächen									

			ng und Verfärbung		
		entfestigt (VE)	durch Verwitterungsvo rgänge gelockertes, jedoch noch im Verband befindliches Mineralgefüge, meist in Verbindung mit Mineralumbildu ng mit und an Trennflächen	vollständige Auflockerung an Trennflächen	
		zersetzt (VZ)	noch im Gesteinsverband befindliches, durch Mineralneubildu ng verändertes Gestein ohne Festgesteinseige nschaften	Kluftkörper ohne Festgesteinseige nschaften	
Kapitel 4.4.2 Absätze (10) bis (11) Seite 57	Ergänzung	(10) Für die Bestimmung der Tiefenlage des neutralen Punktes im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und somit der Größe der charakteristischen Einwirkung $F_{n,k}(SLS)$ wird empfohlen, die Verformungen des den Pfahl umgebenden Bodens, i. d. R. für den Endzustand, also unter Berücksichtigung von Konsolidations- und Kriechverformungen s_{Boden} , mit charakteristischen Größen zu bestimmen. Ein Verformungsvergleich der Pfahlsetzungen s_{Pfahl} mit den Setzungen der umgebenden Weichschicht s_{Boden} ergibt die Lage des neutralen Punktes. (11) Im Grenzzustand der Tragfähigkeit („äußere“ Pfahltragfähigkeit) wird zur Ermittlung des neutralen Punktes und somit der Größe der charakteristischen Einwirkung $F_{n,k}(ULS)$ empfohlen, die Festlegung der Setzung $s_{\text{Pfahl}} = s_{ult}$ des Pfahles im Grenzzustand der Tragfähigkeit entsprechend Kapitel 5 je nach gewählter Pfahltragfähigkeitsermittlung vorzunehmen. Ein Verformungsvergleich von $s_{\text{Pfahl}} = s_{ult}$ mit den Setzungen der umgebenden Weichschichten s_{Boden} ergibt die Lage des neutralen Punktes für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ULS, der in einer anderen Tiefenlage als im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit SLS liegen kann.			
Kapitel 4.4.3 Absatz (3a)- (3b) Seite 58	Ergänzung	(3) „Äußere“ Pfahltragfähigkeit: a) Gebrauchstauglichkeit (SLS): Die charakteristische Einwirkung $F_{n,k}$ (SLS) und die Lage des neutralen Punktes ergeben sich aus dem Verformungsverhalten der Pfahlsetzung s mit den Setzungen der Weichschicht s_{Boden} . Der Bemessungswert der Beanspruchung lautet:			

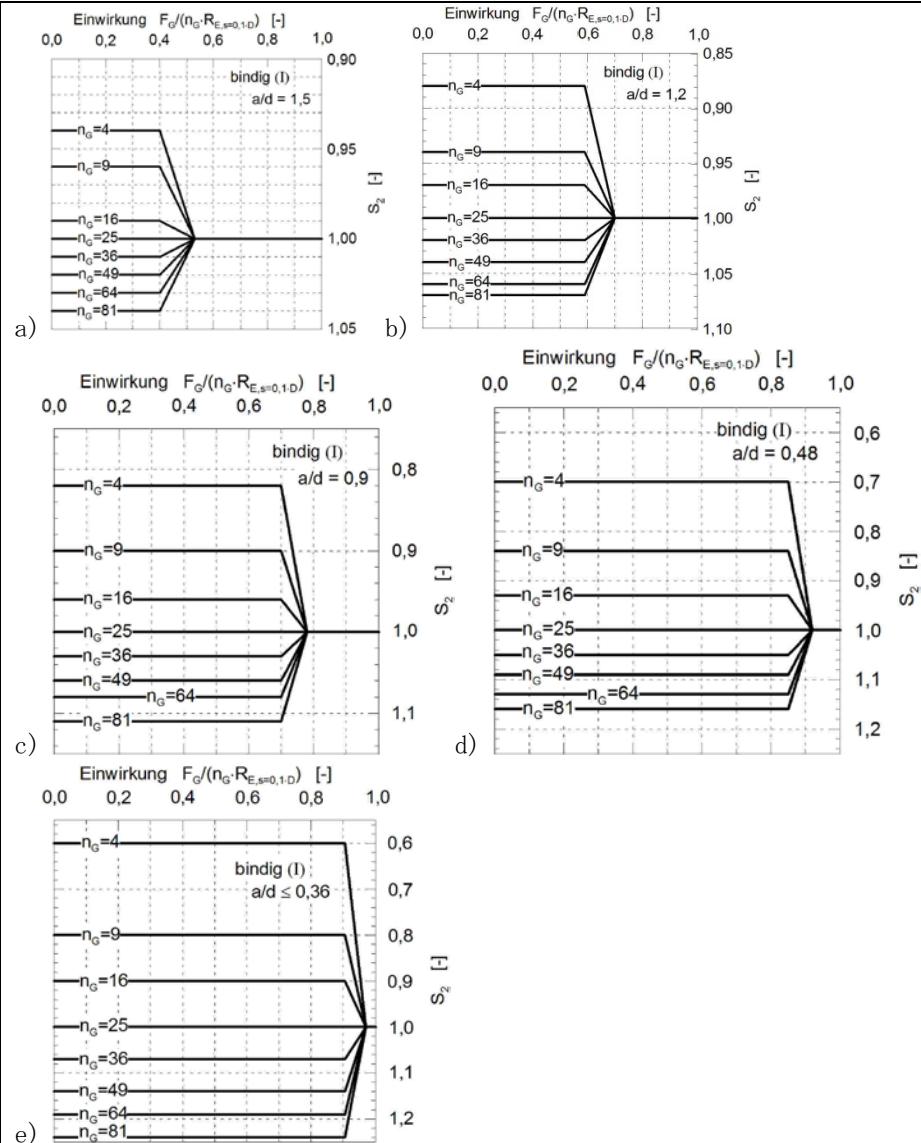
		$F_d = F_k = F_{G,k} + F_{n,k}(SLS) + F_{Q,rep}$ (4.3) <p>b) Tragfähigkeit (ULS): Die charakteristische Einwirkung $F_{n,k}(SLS)$ und die Lage des neutralen Punktes ergibt sich aus dem Verformungsvergleich der Pfahlsetzung $s_g = s_{ult}$ mit den Setzungen der Weichschicht s_{Boden}. Die Lage des neutralen Punktes liegt dabei i. d. R. höher als beim Grenzzustand μSLS, da die fiktive Pfahlsetzung s_{ult} größer ist als $s(SLS)$ (außer z. B. bei Pfählen auf Fels). Der Bemessungswert der Beanspruchung lautet:</p> $F_d = (F_{G,k} + F_{n,k}(ULS)) \cdot \gamma_G + F_{Q,rep} \cdot \gamma_Q$ (4.4)
Kapitel 4.4.4 Bild 4.3 Seite 59	Korrektur (neutrale Fase wird zu neutraler Punkt)	<p>GW Voraushubniveau Endaushubniveau neutraler Punkt axiale Dehnung infolge Baugrubenaushub</p> <p>GW üblicher Bauablauf: ① Voraushub ② Herstellung Gründungspfähle von Voraushubniveau oberhalb Grundwasserspiegel ③ Grundwasserabsenkung in Baugruben, vorlaufend zu ④ ④ sukzessiver Aushub bis Endaushubniveau</p>
Kapitel 4.5.2 Absatz (2) Seite 60	Ergänzung	(2) Die Notwendigkeit einer Pfahlbemessung auf Seitendruck kann mit Hilfe einer Geländebruchuntersuchung nach DIN 4084 unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte nach Handbuch EC 7-1 [44] für die Bemessungssituation GEO-3 abgeschätzt werden. Im Einzelnen ist dabei wie folgt vorzugehen:
Kapitel 4.6.2 Absatz (4) Seite 70	Korrektur/Ergänzung	(4) Bei nachverpressten Mikropfählen wird die Dauerhaftigkeit durch den Korrosionsschutz des Stahlzuggliedes, im Normalfall der Verpresskörper, gewährleistet. Pfahlkrümmungen aus Baugrundverschiebung können daher zu einer Gefährdung der Dauerhaftigkeit führen. Erfahrungen im norddeutschen Kaimauerbau haben gezeigt, dass die Durchbiegungen ein Maß von $\mu 100 - L/100$ [44] nicht überschreiten sollten. Hierbei ist L die Pfahllänge vom Anschluss bis zur Unterkante der setzungsempfindlichen Schicht. Bei Berücksichtigung einer abgeminderten Grenztragfähigkeit nach Gl. (4.15) erfolgt die elastische Bemessung dann ausschließlich für die Normalkraft. Für die Stahlzugglieder von Verbundpfählen kommen üblicherweise hochfestere Stähle zum Einsatz, bei denen elastische Dehnung und Bruchdehnung nah beieinander liegen. Aus diesem Grund ist für den Nachweis dieses Rückverankerungssystems immer das Nachweisverfahren „elastisch-elastisch“ anzuwenden. Auch der Ankeranschluss mit allen Einzelbauteilen ist für die abgeminderte Grenztragfähigkeit zu bemessen. Die Ausbildung eines gelenkigen Anschlusses wird empfohlen.
Kapitel 5.3 Absatz (7) Seite 80	Streichung	(7) Bei der Ableitung von charakteristischen Pfahlwiderständen aus dynamischen Pfahlprobobelastungen sollten nach (6) in der Regel folgende Schritte eingehalten werden:
Kapitel 5.3 Ab Absatz (7) Seite 81	Korrektur	(7) Werden dynamische Pfahlprobobelastungen verwendet, bei denen als Ergebnis die Versuchs- bzw. Messwerte $R_{c,m,i}$ als vollständige Widerstands-Setzungs-Linien vorliegen, so sind für die Ableitung der charakteristischen WSL im Gebrauchszustand die Angaben nach 5.2.3 und 6.4 zu beachten bzw. sinngemäß anzuwenden.

		<p>(8-9) Ein Beispiel zur Bestimmung der charakteristischen Pfahlwiderstände aus den Messwerten von dynamischen Probebelastungen enthält Anhang B2. Die Ableitung der statischen Messwerte $R_{c,m,i} = R_{c,stat}$ des Pfahlwiderstandes aus den dynamischen Messungen finden sich in den Beispielen im Anhang C 1 und C 2.</p> <p>(9-10) Werden auf einem Baufeld sowohl statische als auch dynamische Pfahlprobebelastungen ausgeführt, werden nach Handbuch EC 7-1 [44] zwei Fälle unterschieden:</p>
Kapitel 5.4.3 Bild 5.3 Seite 85	Bild wird ersetzt (Verteilung von R)	<p>Größenordnung des Quantilbereiches zwischen etwa 10 % (untere Werte) und 50 % (obere Werte)</p> <p>Häufigkeit</p> <p>Verteilung von R</p> <p>unterer Wert</p> <p>oberer Wert</p>
Kapitel 5.4.4.2 Absatz (1) Seite 89	Korrektur	<p>(1) Die in Tabelle 5.1 bis Tabelle 5.4 angegebenen Erfahrungswerte von Pfahlspitzendruck und Pfahlmantelreibung unter Berücksichtigung von Tabelle 5.5 gelten für</p> <ul style="list-style-type: none"> – vorgefertigte Stahlbeton- und Spannbeton-Rammpfähle von $D_{eq} = 0,25$ bis $0,50$ m, – geschlossene Stahlrohrpfähle mit einem Durchmesser bis 800 mm; – offene Stahlrohr- und Hohlkastenpfähle mit einem Durchmesser von 300 bis 1600 mm, – Stahlträgerprofilpfähle mit Flanschbreiten von 300 bis 500 mm und Profilhöhen von 290 bis 1000 500 mm und – Kastenpfähle, die mindestens $2,50$ m in eine tragfähige Schicht einbinden.
Kapitel 5.4.6.1 Absatz (4) Seite 105	Ersetzen	<p>(4) Für die Setzung im Gebrauchszustand ist der Pfahlschaftdurchmesser D_s die maßgebliche Bezugsgröße. Für die Setzung im Bruchzustand Grenzzustand der Tragfähigkeit wird bei Pfählen ohne Fußaufweitung der Pfahldurchmesser D (hier $D = D_s = D_b$) als Bezugsgröße angesetzt, bei Pfählen mit Fußaufweitung ist der Pfahlfußdurchmesser D_b die maßgebliche Bezugsgröße. Bei Schlitzwandelementen ist für D die Schlitzwanddicke anzusetzen</p>
Kapitel 5.4.9.3 Absatz (2) Seite 118	Ersetzen	<p>(2) Als Umfang des Verpresskörpers ist der Umfang des Pfahlschuhs die umrissene Fläche des Pfahlschuhs anzusetzen.</p>
Kapitel 5.4.10 Absatz 84) Seite 122	Ersetzen	<p>(4) Wenn Erfahrungswerte nach 5.4.9 angewendet werden, sollte die rechnerische Länge der Verpresskörper bei Verpressmörtelpfählen (VM-, MV- oder RV-Pfähle) oder Rüttelinjektionspfählen auf maximal 15 m und bei Rohrverpresspfählen oder Mikropfählen auf maximal 12 m begrenzt werden, da dies dem bisherigen Erfahrungsbereich entspricht. Bei größeren Verpresskörperlängen sind Pfahlprobebelastungen durchzuführen bzw. in Abstimmung mit dem Sachverständigen für Geotechnik Abminderungen der</p>

		charakteristischen Mantelreibung vorzunehmen.
Kapitel 5.10.3 Absatz (8) Seite 128	ersetzen	(8) Die Festlegung der maßgebenden Parameter, die zur Führung des Knicksicherheitsnachweises notwendig sind, hängen stark von Randbedingungen ab, die sich aus den Untergrundverhältnissen, der Pfahlherstellung sowie der Tragwirkung des Pfahlsystems (Verbund Stahl, Zementstein, Boden) ergeben. Daher wird auf die Möglichkeit der versuchsgestützten Bemessung verwiesen, s. a. 5.10.1 (6), wenn die Ergebnisse der rechnerischen Nachweise den Erfahrungen der Baupraxis widersprechen.
Kapitel 8.1.2 Absatz (4) Gl (8.3) Seite 140	Korrektur	$G_{E,k} = n_z \cdot \left[l_a \cdot l_b \left(L - \frac{1}{3} \cdot \sqrt{l_a^2 + l_b^2} \cdot \cot \varphi \right) \right] \cdot \eta_z \cdot \gamma \quad (8.3)$
Kapitel 8.2.1.2 Absatz (2) Seite 143	Korrektur	(2) Der setzungsbezogene Gruppenfaktor G_s für die Ermittlung der mittleren Setzung einer Pfahlgruppe unter einer zentrisch angreifenden vertikalen Gesamteinwirkung ergibt sich zu: $G_s = S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (8.5)$ <p>mit:</p> <p>S_1 Einflussfaktor Bodenart, Gruppengeometrie (Pfahllänge L, Pfahleinbindetiefe in den tragfähigen Boden d, Pfahlachsabstand a nach Bild 8.2 und Bild 8.3).</p> <p>S_2 Einflussfaktor Gruppengröße nach Bild 8.4, Bild 8.5 und Bild 8.6.</p> <p>S_3 Einflussfaktor Pfahlart (für die Gruppenwirkung bei Verdrängungspfählen und Verpresspfählen Mikropfählen, siehe 8.2.1.4 und 8.2.1.5).</p>
Kapitel 8.2.1.2 Bild 8.2 Seite 143	Ersetzen; formale Korrektur Dezimalpunkt durch -komma	
Kapitel 8.2.1.2 Bild 8.3 Seite 144	Ersetzen; formale Korrektur Dezimalpunkt durch -komma	

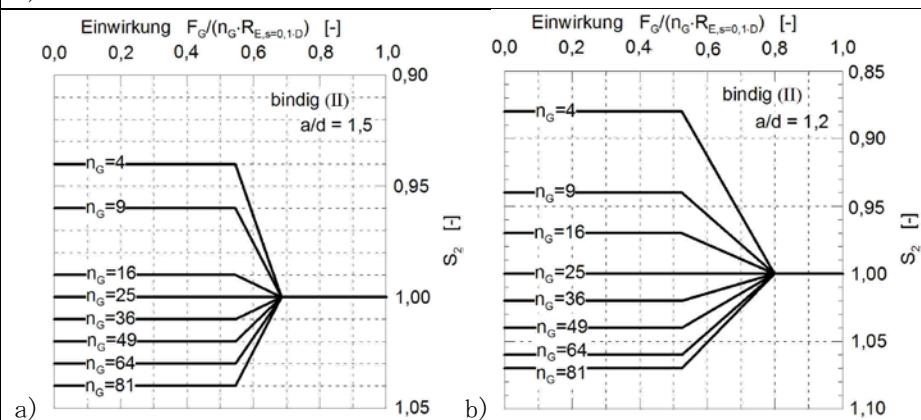
Kapitel
8.2.1.2
Bild 8.4
Seite 145

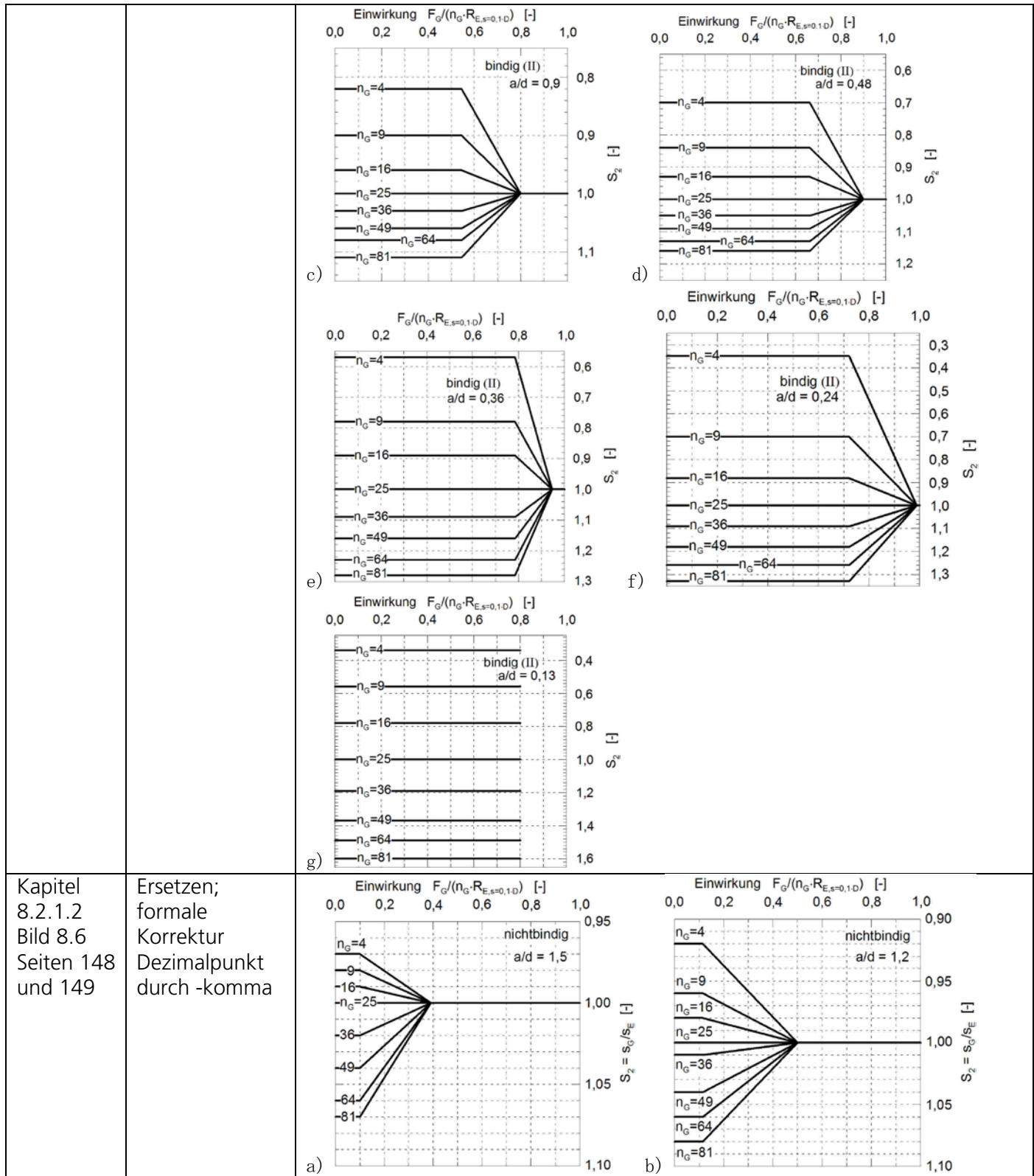
Ersetzen;
formale
Korrektur
Dezimalpunkt
durch -komma

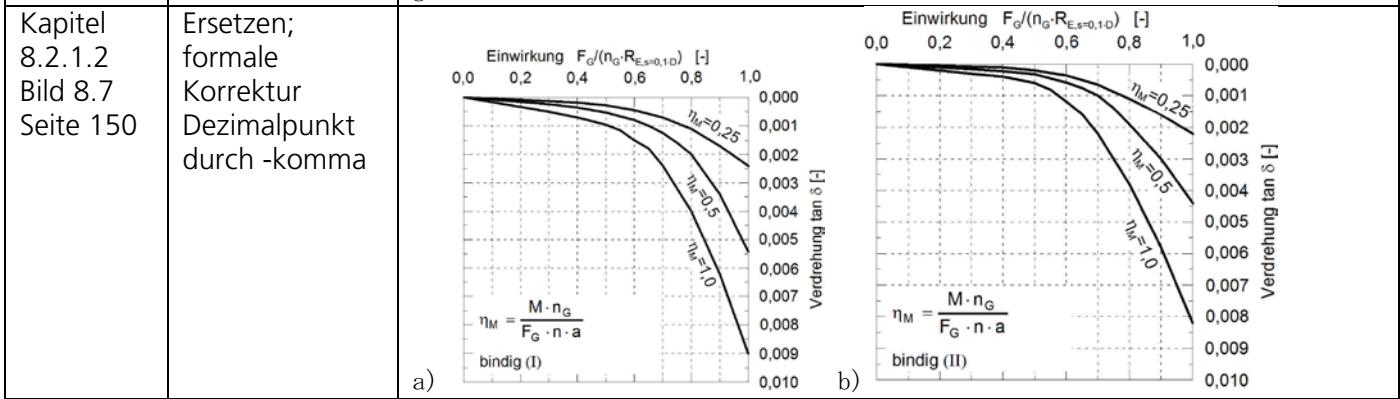
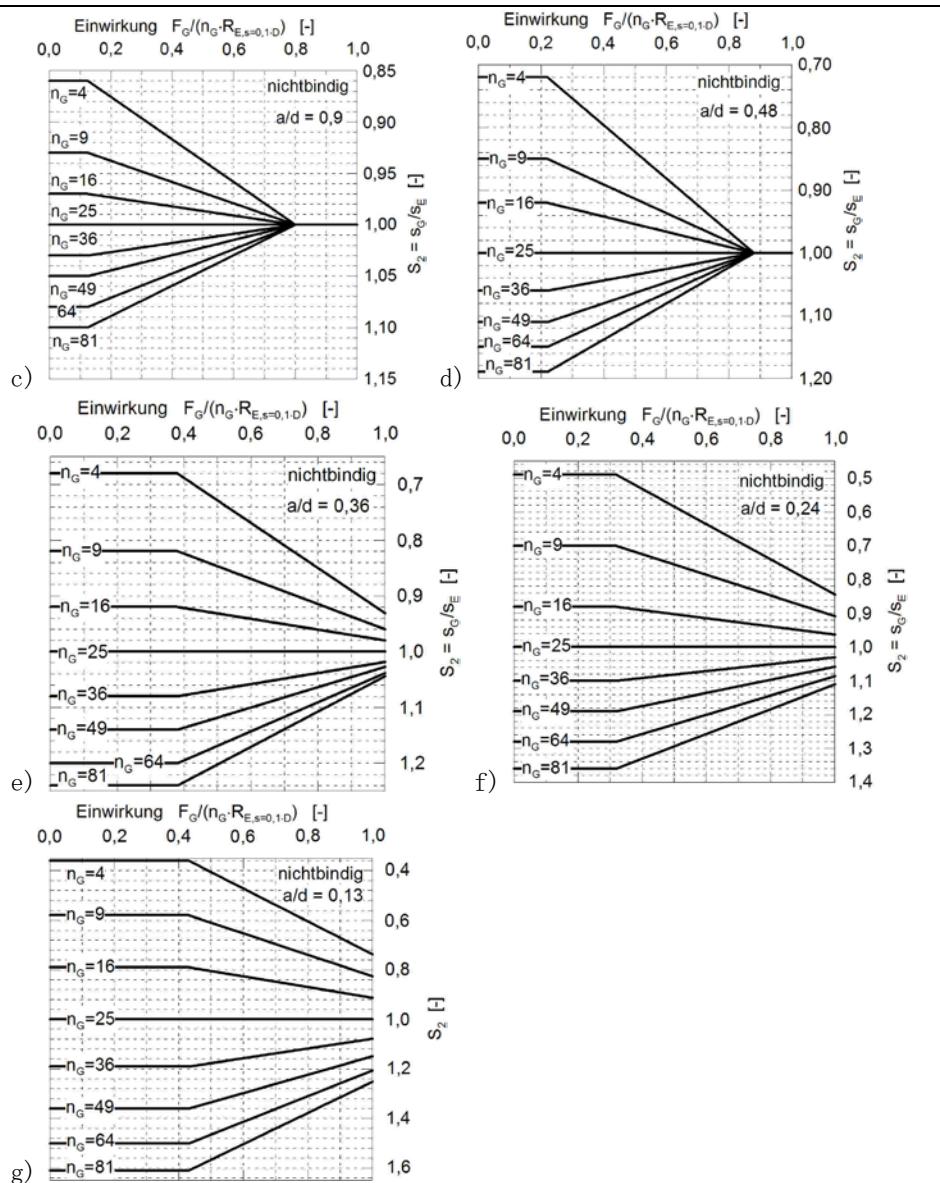


Kapitel
8.2.1.2
Bild 8.5
Seiten 146
und 147

Ersetzen;
formale
Korrektur
Dezimalpunkt
durch -komma



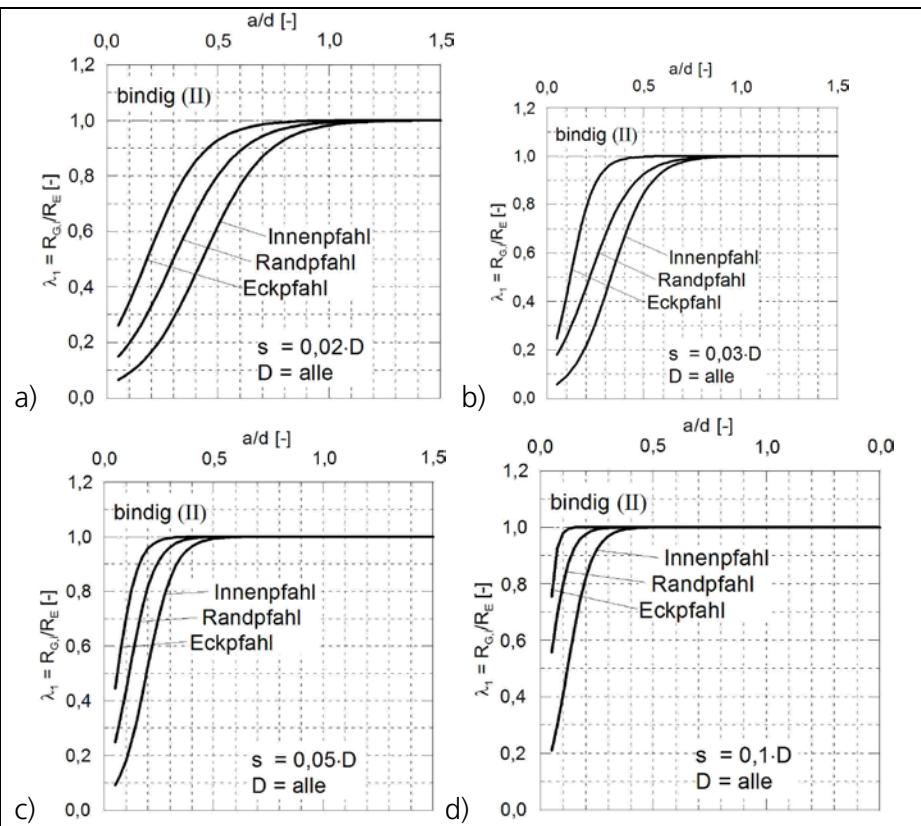




Kapitel 8.2.1.3 Absatz (2) Seite 151	ergänzen	<p>(2) Der Gruppenfaktor $G_{R,i}$ für die Ermittlung der Widerstände von Gruppenpfählen unter einer zentrisch angreifenden vertikalen Gesamteinwirkung ergibt sich zu:</p> $G_{R,i} = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \quad (8.8)$ <p>mit:</p> <ul style="list-style-type: none"> λ_1 Einflussfaktor Bodenart, Gruppengeometrie (Pfahlänge L, Einbindetiefe in die tragfähige Schicht d, Pfahlachsabstand a, betrachtete Setzung s nach Bild 8.8 bis Bild 8.10), λ_2 Einflussfaktor Gruppengröße nach Bild 8.11, λ_3 Einflussfaktor Pfahlart (für die Gruppenwirkung bei Verdrängungspfählen und Verpresspfählen siehe 8.2.1.4 und 8.2.1.5).
Kapitel 8.2.1.3 Bild 8.8 Seite 152	Ersetzen; formale Korrektur Dezimalpunkt durch -komma	

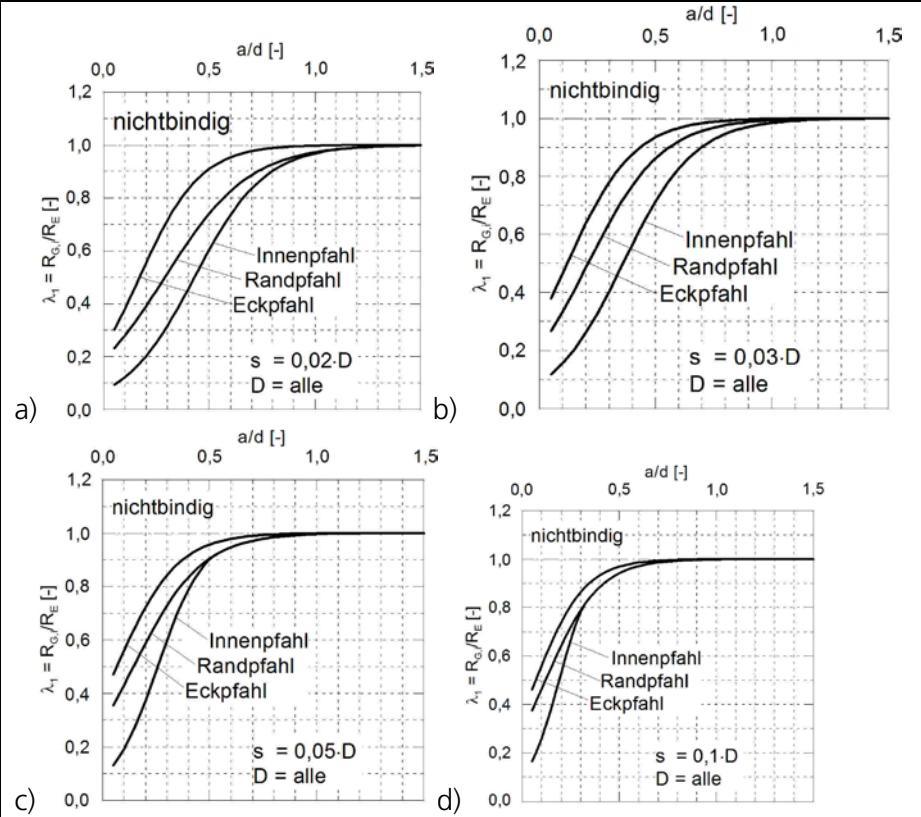
Kapitel
8.2.1.3
Bild 8.9
Seite 153

Ersetzen;
formale
Korrektur
Dezimalpunkt
durch -komma



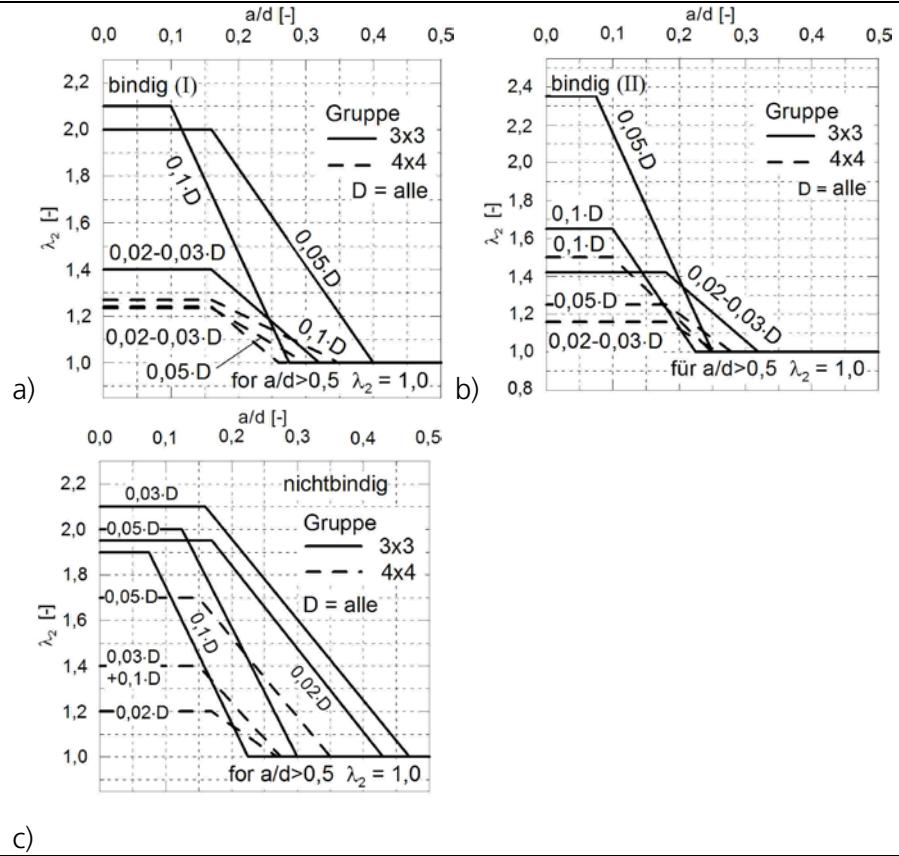
Kapitel
8.2.1.3
Bild 8.10
Seite 154

Ersetzen;
formale
Korrektur
Dezimalpunkt
durch -komma



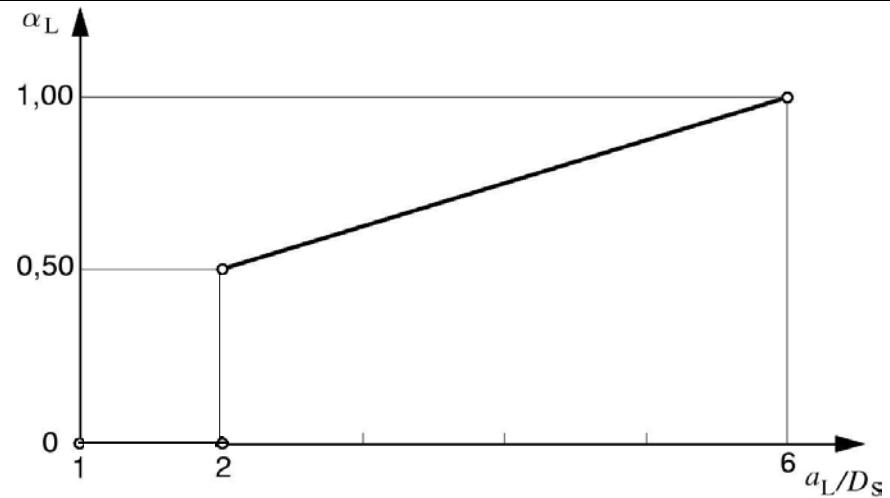
Kapitel
8.2.1.3
Bild 8.11
Seite 155

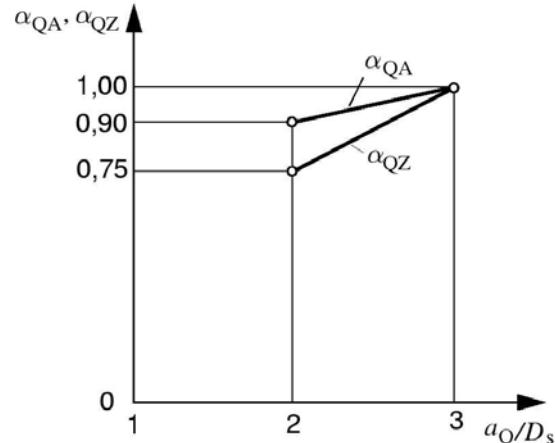
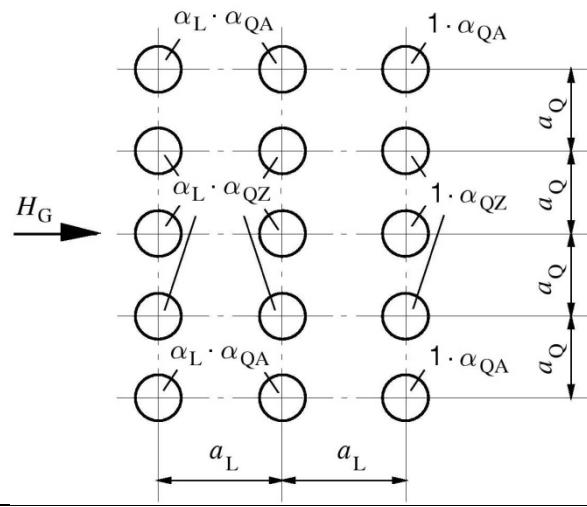
Ersetzen;
formale
Korrektur
Dezimalpunkt
durch -komma



Kapitel
8.2.1.4
Bild 8.12
Seite 158

ersetzen

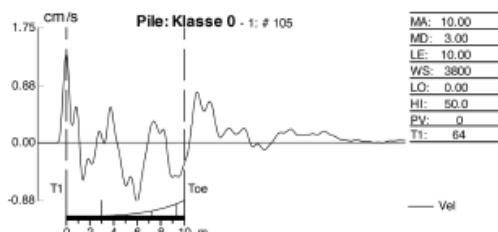
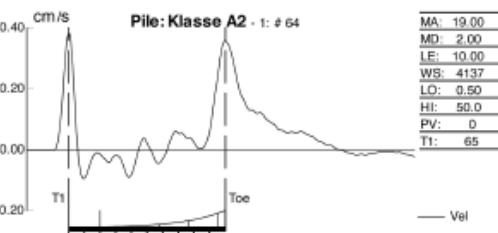


Kapitel 8.2.1.4 Bild 8.13 Seite 158	ersetzen	
Kapitel 8.2.1.4 Bild 8.14 Seite 159	ersetzen	
Kapitel 9.3.3.6 Absatz (5) Seite 198	Streichen und ergänzen	(5) Unter zyklischen Querbelastungen nehmen die Pfahlkopfverschiebungen mit der Anzahl der Lastwiederholungen zu. Diese Verschiebungen streben bei Boden-Pfahlsystemen, bei denen keine Porenwasserdruckakkumulation auftritt, einem Endwert zu. Zur Ableitung einer Gesetzmäßigkeit zwischen den akkumulierten Pfahlverschiebungen und der Anzahl der Lastwiederholungen gemäß Anhang D ist es erforderlich, den Probepfahl mit einer ausreichenden Anzahl an Lastwiederholungen zu beladen (siehe Berechnungen und Beispiel im Anhang D).
Kapitel 9.4.2.1 Absatz (9) Seite 208	ersetzen	(9) Wenn bei Pfählen mit verkürzter Krafteintragungslänge der Bruch eingetreten ist, kann darf bei Verlängerung der Krafteintragungslänge nicht auf eine direkte proportionale Zunahme des Herauszugswiderstandes geschlossen werden. Wegen der Eigendehnung des Traggliedes wird der Zuwachs unterproportional sein.
Kapitel 9.4.5.3 Absatz (6) Seite 216	ersetzen	(6) Nach Erreichen der jeder Laststufe höchsten Laststufe jedes Zyklus ist eine Zwischenentlastung einzuschalten. Dabei sollten die Ablesungen in gleichen Zeitintervallen erfolgen; das Abklingen der Bewegungen braucht jedoch nur bei völliger Entlastung oder Entlastung bis zur Vorlast abgewartet werden. Für die Wiederbelastung bis zum Erreichen der Laststufe vor der Entlastung und die Weiterbelastung sind die gleichen Mindestbeobachtungszeiten wie bei der Entlastung einzuhalten (Bild 9.25).
Kapitel 10.1 Absatz (3) Seite 221	ersetzen	(3) Das Ergebnis einer dynamischen Pfahlprobobelastung ist der Versuchs- bzw. Messwert des Pfahlwiderstandes im Grenzzustand der Tragfähigkeit R_m , $c.m.i(ULS)$ und, je nach Verfahren, auch die Widerstands-Setzungs-Linie.
Kapitel 10.3	streichen	(7) Der Stoß durchläuft den Pfahl als mechanische Druckwelle. Infolge von Steifigkeits- und Dichteunterschieden wird die Welle am Pfahlfuß reflektiert. Im

Absatz (7) Seite 225		Allgemeinen ist die Steifigkeit des Pfahlfußauflagers geringer als das Pfahlmaterial, sodass die Welle als Zugwelle zum Pfahlkopf zurückkehrt. Näheres zur Wellenreflektion siehe [138].
Kapitel 10.4.1 Absatz (10) Seite 228	ersetzen	(10) Das den direkten Verfahren zugeordnete Rapid-Load-Verfahren wird ebenfalls zur Ermittlung der Versuchs- und bzw. Messwerte der Pfahlwiderstände verwendet. Es erlaubt keine Aufteilung des Pfahlwiderstandes in Mantelreibung und Spitzendruck. Die Auswertung umfasst eine rechnerische Widerstands-Setzungslien, die direkt vor Ort berechnet wird. Aufgrund der speziellen Belastungseinrichtung ist die Verfügbarkeit im Vorfeld zu klären. Infolge der relativ langen Wellenlänge und der daraus resultierenden Überlagerung der Wellenanteile können Zugspannungen überdrückt werden [138]. Das Verfahren eignet sich damit auch für unbewehrte Pfähle oder pfahlartige Gründungsstrukturen.
Kapitel 10.4.3 Absatz (1) Seite 229	ergänzen	(1) Die Baugrunduntersuchungen für Pfahlgründungen sind nach Handbuch EC 7-2 [44] und 3.2 durchzuführen. Dabei sind im Baufeld Homogenbereiche mit vergleichbarer Schichtung und bodenmechanischen Eigenschaften zu bilden. Die dynamischen Pfahltests sind jeweils an Pfählen an solchen Stellen durchzuführen, die in dem Baufeld einen Homogenbereich charakterisieren.
Kapitel 10.4.4 Absätze (1a) und (1b) Seite 229	ersetzen	(1) Je nach Zeitpunkt der Prüfung ergeben sich bei Verdrängungspfählen (Fertigpfählen) folgende Unterschiede: a) Rammbegleitende Prüfungen werden durchgeführt, um die Veränderung der Eindringwiderstände über die Tiefe zu ermitteln. Die am Ende der Rammung ermittelten Pfahlwiderstände stellen nur einen momentanen Endwert Wert dar. Ein Festwachseffekt oder auch eine Entspannung im Pfahlfußbereich ist bei Fertigpfählen nur durch Nachrammung nachweisbar. b) Prüfungen direkt kurz nach dem Einbringvorgang werden durchgeführt, um die Pfahltragfähigkeit am Ende der Rammung festzustellen, wozu zumeist direkte Verfahren (CASE, TNO) verwendet werden. Ein Festwachseffekt oder auch eine Entspannung im Pfahlfußbereich ist ggf. nachweisbar, sofern eine Standzeit von einigen Stunden abgewartet wird und rammbegleitende Tests durchgeführt wurden.
Kapitel 10.4.4 Absatz (4) Seite 230	ersetzen	(4) Bei Stahlpfählen sollten die maximalen Spannungen im Pfahl beim Rammen und bei der Prüfung 90 95 % der Streckgrenze des Stahls nicht überschreiten.
Kapitel 10.4.5.2 Absatz (2) Seite 231	ersetzen	(2) Zur Prüfung von Ortbetonpfählen kommen i. d. R. spezielle Belastungseinrichtungen zum Einsatz. Ein Beispiel ist auf Bild 10.2 dargestellt. Sie bestehen aus einem Freifallgewicht, einer Führungseinrichtung sowie der Aufständigung. Eine ausreichend große und standsichere Aufstellfläche ist vorzusehen. Das Anheben des Freifallgewichtes erfordert ein externes Hebegerät, z. B. einen Mobilkran oder einen Seilbagger. Die erforderliche Masse des Gewichtes m_{FG} errechnet sich überschlaglich zu: $P_P = (0,01 \text{ bis } 0,02) \cdot R_{c,m} \quad (10.7)$ mit P_P Gewichtskraft der Fallmasse, $R_{c,m}$ Pfahlwiderstand als Versuchs- und bzw. Messwert, und mit $m_{FG} = P_P / g \quad (10.8)$ mit g Erdbeschleunigung.

Kapitel 10.4.5.3 Bild 10.3 Seite 232	ersetzen	<p>Draufsicht:</p>
Kapitel 10.4.5.3 Bild 10.4 Seite 233	ersetzen	
Kapitel 10.4.5.3 Absatz (7) Seite 275	ersetzen	(7) Als Prüfkraft wird empfohlen die 1,25-fache charakteristische Einwirkung F_k auf den Pfahl aufzubringen, maximal allerdings 90 % der inneren Pfahltragfähigkeit (90 95 % der Stahlstreckgrenze).
Kapitel 12.2.7 Absätze (3) und (4) Seite 285	Korrektur	<p>(3) Die Wellengeschwindigkeit c als Bewertungskriterium ist aus der planmäßigen Länge L_{Plan} für eine deutliche Fußreflexion zu ermitteln:</p> $c = \frac{2 \cdot L_{\text{Plan}}}{T_{\text{gemessen}}} \quad (12.1a)$ <p>mit:</p> <p>L_{Plan} planmäßige Länge des Pfahles, T_{gemessen} Zeit, nach der die reflektierte Welle den Pfahlkopf erreicht.</p> <p>(4) Für einfache, eindimensionale Kompressionswellen (auch: „Stabwellen“) gilt</p> $c = \sqrt{\frac{E_{\text{dyn}}}{\rho}} \quad [\text{m/s}] \quad (12.1b)$ <p>mit</p> <p>E_{dyn} Elastizitätsmodul des Pfahlmaterials in kN/m^2, ρ Dichte des Pfahlmaterials in t/m^3.</p> <p>Für ausführliche Diskussionen zu Einflüssen auf die Wellengeschwindigkeit von Ortbeton- und Fertigbeton-Pfählen wird auf [113] und [127] verwiesen.</p>
Kapitel 12.2.7 Absatz	Korrektur	(9) Bei der Prüfung von Pfählen größerer Durchmesser, bei denen der Abstand zwischen Hammerschlag und Sensor größer wird als 20 cm, ist die Zeit vom Kontakt des Hammers bis zum Triggeren des Sensors zu berücksichtigen. Diese kann mehrere

(9) Seite 286		10-tel Millisekunden betragen. Die aus 12.1a. errechnete Wellengeschwindigkeit kann dann zu groß sein, weil die Laufzeit als zu kurz bestimmt wurde.
Kapitel 12.2.7 Absatz (11) Seite 286	Korrektur	(11) Die Auswertung nach den oben genannten Kriterien setzt voraus, dass die tatsächliche Länge des Pfahls der Länge nach Plan entspricht. Dies kann jedoch nicht immer vorausgesetzt werden, z. B. bei Zweifeln an der Ausführung oder Bestandsbauten ohne verlässliche Unterlagen. Dann ist nach Gl. (12.1b) eine Laufzeitabweichung sowohl durch Längenabweichungen als auch durch Schwankungen der Wellengeschwindigkeit erklärbar. In solchen Fällen muss mit einer abgeschätzten Wellengeschwindigkeit (Fehlergrenze in der Länge dann um 10 %) gearbeitet werden oder es muss eine Kalibrierung anhand von Zusatzinformationen oder mit ergänzenden Messverfahren, siehe 12.5, durchgeführt werden.
Kapitel 12.3.2 Absatz (12) Seite 290	Korrektur	(12) Anders als bei der „Low-Strain“-Integritätsprüfung besteht bei der Ultraschall-Integritätsprüfung eine keine Einschränkung hinsichtlich der Pfahlänge.
Anhang B B9.2 Gleichung (B9.4) Seite 393	Ergänzung in Gleichung	$E_{ph,k}^r = \gamma \cdot \frac{h^3}{2} \cdot K_{ph} \cdot D_{pg}^{Er} + c \cdot h \cdot K_{pc} \cdot D_{pc}^{Er}$ (B9.4)
Anhang B B9.2 Seite 394	Korrektur Zahlenwerte	<p>Der räumliche Erdwiderstand $E_{ph,k}^r$ bis zur Kote von -13,47 m ergibt sich aus der Erdwiderstandsverteilung im ebenen Fall wie folgt:</p> $E_{ph,k}^r = \frac{1}{2} \cdot (10+107,2) \cdot 5,40 \cdot 2,24 \cdot 4,24 + 5 \cdot 5,4 \cdot 6,08 \cdot 2,993 \\ + \frac{1}{2} \cdot (107,2+167,2) \cdot 3,00 \cdot 2,040 \cdot 4,01 + 10 \cdot 3,0 \cdot 5,91 \cdot 2,856 \\ + \frac{1}{2} \cdot (167,2+240,0) \cdot 3,47 \cdot 2,716 \cdot 4,74 + 10 \cdot 3,47 \cdot 6,45 \cdot 3,296 \\ = 17.205 \text{ kN}$ <p>Unter Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwertes $\gamma_{R,e}$ ergibt sich der Bezugswert des räumlichen Erdwiderstandes zu:</p> $E_{ph,d}^r = \frac{E_{ph,k}^r}{\gamma_{R,e}} = \frac{17.205}{1,4} = 12.289 \text{ kN}$ <p>Für den Nachweis des seitlichen Bodenwiderstandes gilt</p> $B_{hd} = 2.563 \text{ kN} < 12.289 \text{ kN} = E_{ph,d}^r.$ <p>Der räumliche Erdwiderstand wird nicht überschritten.</p>
Anhang C Gleichung (C1.1) Seite 419	Ergänzung der Gleichungsnr.	$Z = \frac{E \cdot A}{c} = \frac{210.000 \cdot 0,0299}{5.123} = 1,226 \text{ [MN/(m/s)]} \quad (\text{C1.1})$ $(Z = F/v = 4.873 / 4,06 = 1.200) \text{ [kN/(m/s)]}$
Anhang C Seite 420	Korrektur Gleichungsnr.	<p>Mit den Messwerten (aus dem Zeitverlauf abgegriffen) wird:</p> $R_{stat} = \frac{1}{2}(F_1 + Z \cdot v_1) + \frac{1}{2}(F_2 - Z \cdot v_2) = \frac{1}{2}(4.873 + 4.978) + \frac{1}{2}(-777 - 1.091) \\ R_{stat} = 3.991 \text{ [kN].} \quad (\text{C1.2})$ <p>Die Auswertung wird sowohl nach dem Case- als auch nach dem TNO-Verfahren vorgenommen.</p> <h3>C 1.2 Case-Verfahren</h3> <p>Mit Gl. (10.15) und (10.16) und $J_c = 0,3$ für Sand/Schluff nach Tabelle 10.1 ergibt sich:</p> $R_{dyn} = J_c \cdot Z \cdot \left(v_1 + \frac{(F_1 - R_{stat})}{Z} \right) = 0,3 \cdot 1.226 \cdot \left(4,06 + \frac{(4.873 - 3.991)}{1.226} \right) \\ R_{dyn} = 0,3 \cdot 1.226 \cdot 4,78 = 1.758 \text{ [kN]} \quad (\text{C1.3})$ <p>und nach Gl. (10.12 und Gl. 10.14)</p> $R_{c,m} = R_{stat} = R_{tot} - R_{dyn} = 3.991 - 1.758 = 2.233 \text{ [kN]} \quad (\text{C1.4})$

		<p>C1.3 TNO-Verfahren Mit Gl. (10.19) und $C_b = 1,0$ [MN/m²/(m/s)] für Sand im Bereich der Pfahlfußeinbindung errechnet sich:</p> $R_{bdyn} = 0,0299 \cdot 1,0 \cdot 4,78 = 143 \text{ [kN].} \quad (\text{C1.5})$ <p>Mit Gl. (10.20), (10.21) und F_3, v_3 aus dem Zeitverlauf sowie $C_s = 0,006$ [MN/m²/(m/s)] nach Tabelle 10.2 für sandigen Schluff im Bereich der Einbindung über 30 m ergibt sich:</p> $v_3 = \frac{1}{2} \left(4,06 + \frac{4,873}{1,226} \right) - \frac{1}{2} \left(\frac{1,676}{1,226} - (-0,33) \right) = 3,17 \text{ [m/s]} \quad (\text{C1.6})$ $R_{sdyn} = 0,006 \cdot (30 \cdot 0,762 * 3,14) \cdot 3,17 = 1,366 \text{ [kN]} \quad (\text{C1.7})$ $R_{c,m} = R_{stat} = R_{tot} - R_{bdyn} - R_{sdyn}$ $= 3,991 - 143 - 1,366 = 2,482 \text{ [kN].} \quad (\text{C1.8})$
Anhang C C4.5 Seite 431	Korrektur Bildunterschriften	 <p>Bild C4.7 Aufgrund der pfahlkopfnahen Störung kann der Pfahl nicht bewertet werden</p>  <p>Bild C4.8 Nach Abspitzen bis unter die Fehlstelle konnte ein eindeutiger Wellendurchgang festgestellt und der Pfahl als Klasse A2 bewertet werden</p>