

Valutazione del comportamento ed esempio di dimensionamento di ancoranti gettati in opera soggetti ad azioni sismiche

Assessment and design example of cast-in anchors under seismic actions

Christoph Neef¹, Sara Gennai² ■

Sommario

La domanda di ancoranti sismo-resistenti è cresciuta negli ultimi anni per assicurare la sicurezza dei sistemi di connessione per elementi strutturali e non strutturali soggetti ad azioni sismiche. Quasi tutte le ricerche e gli standard attuali si concentrano su ancoranti post-installati. Qui sono descritti i test e le considerazioni basati sull'EAD 330012-01-0601 (EOTA EAD 330012-00-0601, 2015) per la valutazione del comportamento sismico di ancoranti gettati in opera. Inoltre la procedura per il dimensionamento in zona sismica di ancoranti gettati in opera, che si differenzia sostanzialmente da quella per sollecitazioni statiche e quasi statiche, è stata illustrata passo dopo passo per mezzo di un esempio di dimensionamento.

Parole chiave: Ancorante, progettazione sismica, capacity design, categoria di prestazione sismica, ETA.

Abstract

The demand of seismic resistant anchoring systems has grown in the last years to assure the safety of for structural and non-structural connections subjected to actions coming from earthquakes. Nearly all the current standards and studies are mainly focused on post-installed anchors. Here the tests and the considerations based on the EAD 330012-01-0601 (EOTA EAD 330012-00-0601, 2015) for the assessment of cast-in anchors under seismic actions are described. Additionally, the procedure for the design of cast-in anchors in earthquake region, which differs from that for static and quasi-static actions, is showed step by step by means of a concrete design example.

Keywords: Anchor, seismic design, capacity design, seismic performance category, ETA.

1. Valutazione del comportamento di ancoranti gettati in opera

Le connessioni tra elementi strutturali e non-strutturali giocano un ruolo chiave nel comportamento statico degli edifici, specialmente in quelli prefabbricati. La loro importanza è ancor più rilevante in caso di azioni sismiche. Drammatica evidenza di questo fatto è stata data negli ultimi anni dai terremoti che hanno devastato parte dell'Italia. Il terremoto dell'Emilia del 2012, colpì in una delle aree produttive a elevata industrializzazione più importanti del paese, causando danni stimati intorno ai cinque Miliardi di Euro solo nel settore produttivo, come riportato nel Primo Bilancio della Regione Emilia Romagna (Regione Emilia Romagna, 2012). Un gran numero di edifici prefabbricati e di arredi interni collassò in seguito alla rottura delle connessioni metalliche a secco e dei sistemi di ancoraggio, comunemente usati nell'edilizia prefabbricata degli ultimi decenni. La richiesta crescente da parte dei clienti di sistemi di ancoraggio affidabili per l'uso in zona sismica ha portato il gruppo PFEIFER a cercare il modo più effettivo di classificare il Sistema di Ancoraggio DB per l'uso sotto azioni sismiche.

Il Sistema di Ancoraggio DB è impiegato per il fissaggio permanente e consiste in due diversi tipi di ancorante, ciascuno presente con diverse classi di capacità. Questi sono formati da un manicotto internamente filettato pressato su una barra di armatura, che può essere a forma sinusoidale (Ancorante ondulato DB) o con un piede circolare ricavato all'estremità (Ancorante a piede DB). A seconda delle esigenze progettuali, il manicotto può essere fornito in acciaio galvanizzato o in acciaio inox. Tutti gli ancoranti sono opzionalmente dotati di una robusta filettatura metrica rotonda e antisporco o con la classica filettatura M e possono essere combinati con viti metriche standard.

Gli ancoranti sono fissati alla cassaforma dell'elemento prefabbricato prima del getto di calcestruzzo. Un importante vantaggio rispetto ai sistemi post installati, è che i punti di ancoraggio possono essere progettati in anticipo e le armature di rinforzo opzionali possono essere sistemate in maniera ottimale. Tali elementi integrati, che possono essere pianificati, installati e do-

¹ Ingegnere civile, responsabile ufficio tecnico - area tecnica edile, Pfeifer - cneef@pfeifer.de

² Ingegnere civile, Ingegnere R&D - area tecnica edile, Pfeifer - sgennai@pfeifer.de

cumentati in anticipo, rivestono un ruolo sempre più importante nell'ambito dei moderni e intelligenti metodi di progettazione come il BIM (Building Information Technology).

L'ancoraggio nel calcestruzzo avviene attraverso il legame di aderenza con la barra di armatura ondolata o, nel caso dell'ancorante a piede, per incastro alla testa.

Figura 1
Ancorante a piede
DB PFEIFER.



Dal 1989 a oggi gli ancoranti DB per l'uso sotto azioni statiche e quasi statiche sono stati descritti e disciplinati per mezzo di un'Autorizzazione Tecnica Nazionale (Germania) prima e di una Valutazione Tecnica Europea (DIBt. ETA-11/0288, 2017) poi. Un nuovo Documento per la Valutazione Europea (EAD) N. 330012-01-0601, basato sulla decisione della Commissione europea 96/582/EG, è stato infine sviluppato per estendere l'uso del sistema alle azioni sismiche. Qui, oltre alle procedure già conosciute per la determinazione delle resistenze caratteristiche per azioni statiche e quasi statiche, sono definite anche le procedure per la determinazione delle resistenze caratteristiche e degli spostamenti rispetto alle categorie di prestazione sismica C1 e C2. La qualificazione degli ancoraggi nella categoria C2 richiede prestazioni più elevate in termini di performance sismica: ciò si riflette anche nelle ampie procedure di prova descritte nell'EAD. Inoltre, mentre nella categoria C1 le capacità degli ancoranti sono fornite solo in termini di resistenza, nella categoria C2, anche gli spostamenti giocano un ruolo importante.

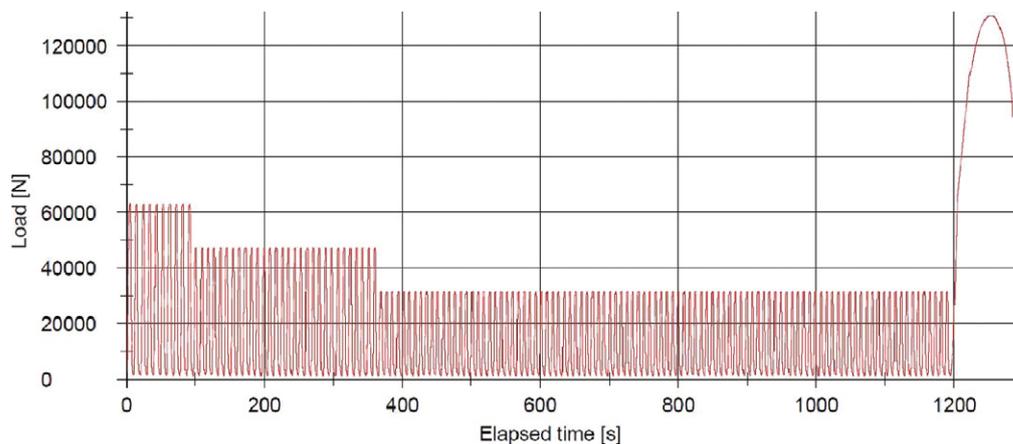
Considerata la letteratura tecnica presente e con riferimento all'estesa campagna di prove, si è deciso di eseguire i test di qualificazione con l'Ancorante a piede DB. Ottenere la qualificazione per entrambe le categorie C1 e C2 era l'obiettivo principale.

2. Test per la categoria C1

Per classificare gli ancoranti in categoria C1, sono stati eseguiti test con l'applicazione ciclica di carichi di trazione. Sono quindi stati esercitati un totale di 130 cicli di carico con andamento decrescente (Figura 2). Particolare attenzione in questo caso è stata posta nel testare la tenuta della connessione tra barra e manicotto pressato.

In categoria C1, i risultati mostrano che le resistenze caratteristiche a trazione dell'ancorante per quanto riguarda la rottura per sfilamento o lato acciaio, valide per carichi statici e quasi statici, possono essere raccomandate anche in caso di azioni sismiche.

Figura 2
Storia di carico Rd20.



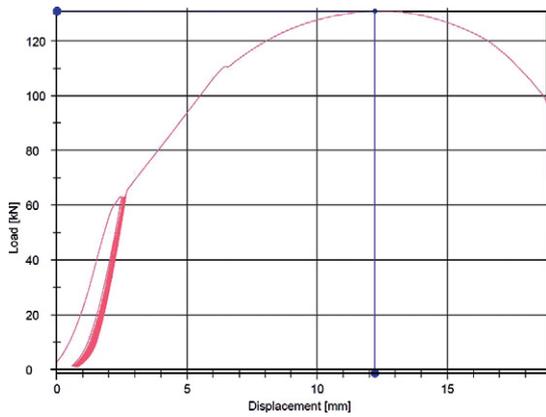


Figura 3
Diagramma carico-deformazione Rd20.

3. Test per la categoria C2

La qualificazione degli ancoranti per la categoria C2 è avvenuta nell'ambito di un'ampia serie di test con corpi di prova di grandi dimensioni.

L'obiettivo era determinare il comportamento dell'ancorante DB in calcestruzzo fessurato ($\Delta w = 0,8 \text{ mm}$) in termini di capacità portante e deformazioni.

In primo luogo, sono stati eseguiti test di riferimento per caratterizzare il comportamento degli ancoraggi sottoposti a tensione e forze di taglio in calcestruzzo di diverse classi di resistenza.

La rottura lato calcestruzzo ha principalmente avuto luogo nei test eseguiti con calcestruzzo di classe inferiore (Figura 4). Nei test eseguiti con calcestruzzo di classe superiore (C2.1b), il collasso è avvenuto per la rottura duttile lato acciaio.

In seguito sono stati eseguiti test sotto carichi ciclici e ampiezza delle fessure costante (Figura 5). Come nei test di riferimento, la rottura lato calcestruzzo è stata la principale causa di collasso (Figura 6).



Figura 4
Test di riferimento C2.1a (C20/25) con Rd16.

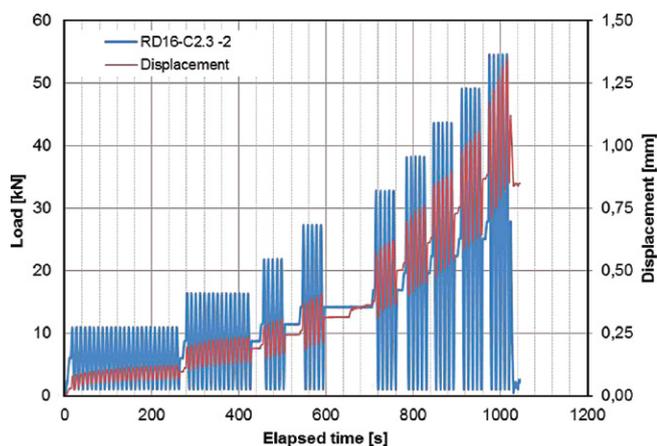


Figura 5
Storia di carico C2.3 (C20/25) on Rd16.

Figura 6
Rottura, test C2.3 (C20/25)
on Rd16.



La preparazione del setup di prova per i test sotto carichi di taglio ciclici è stata di gran lunga la più complessa (Figura 7). Gli effetti di un terremoto sono stati quindi simulati e trasferiti agli ancoranti in calcestruzzo attraverso una storia di carico caratterizzata da carichi ciclici alternativamente applicati in direzioni opposte con apertura delle fessure $\Delta w = 0,8$ mm (Figura 8).

Figura 7
Test setup.

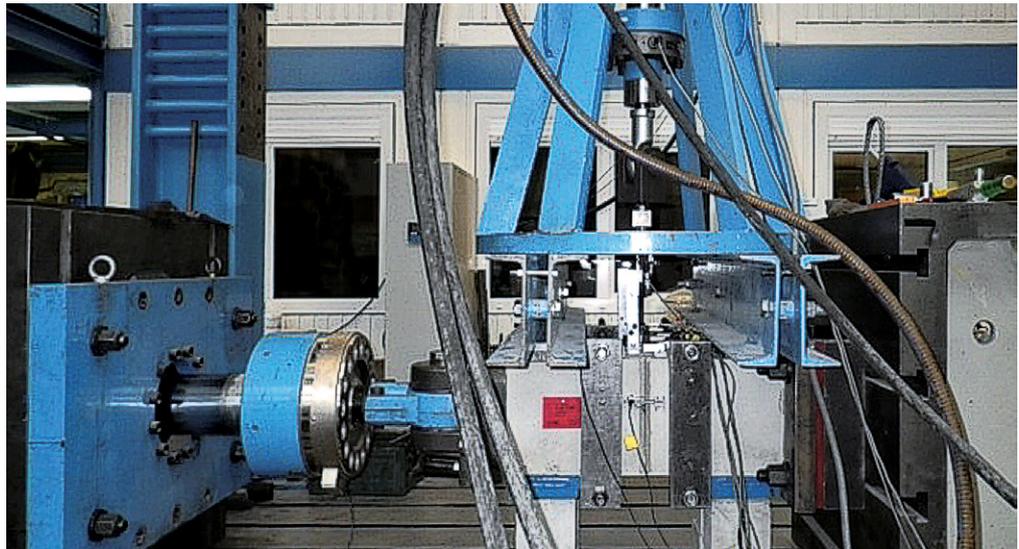
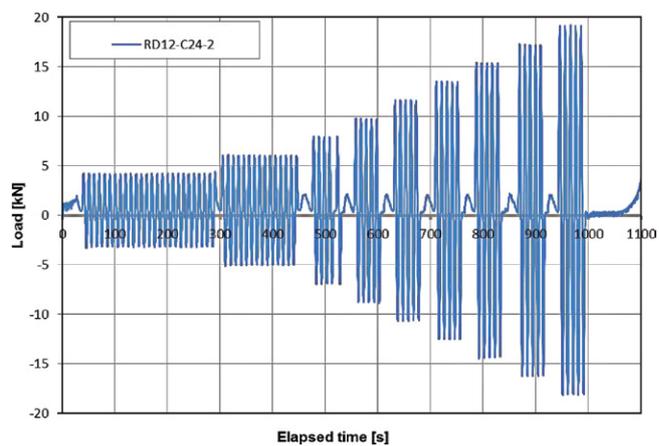


Figura 8
Storia di carico C2.4 con
Rd 12.



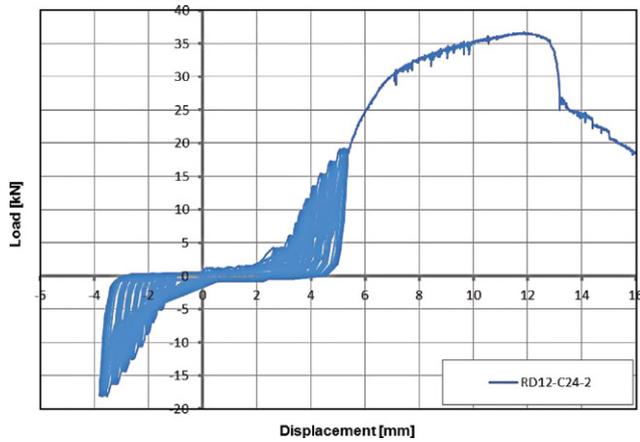


Figura 9
Diagramma carico-deformazione test C2.4 con Rd12.

Il collasso nei test per carico di taglio ciclico è stato caratterizzato da una rottura duttile lato acciaio (Figura 10). Per ultimi sono stati eseguiti i test a trazione variando l'ampiezza delle fessurazioni. Lo scopo del test era di verificare l'effetto dell'apertura e chiusura ciclica delle fessure sulla capacità portante a trazione del sistema di ancoraggio. La principale causa di collasso è stata la formazione del cono di calcestruzzo (Figure 11 e 12).



Figura 10
Rottura dell'ancorante Rd12 nel test C2.4.

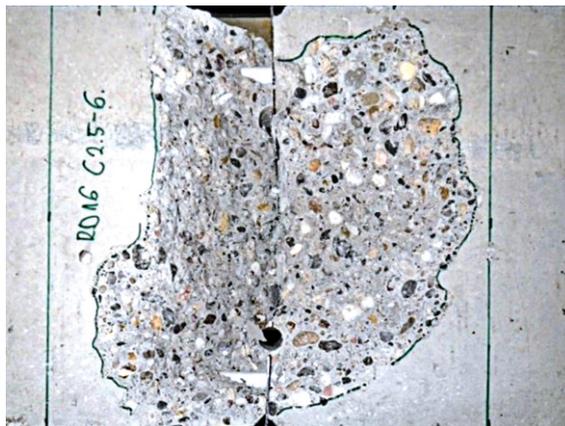


Figura 11
Rottura dell'ancorante Rd16 nel test C2.5.



Figura 12
Dettaglio del corpo di prova dopo il test C2.5.

Durante le serie di test C2.3 e C2.5, le forze e gli spostamenti sono stati simultaneamente registrati. La valutazione di questi dati è servita alla determinazione degli spostamenti allo stato limite di danno (SLD) e allo stato limite ultimo (SLU).

Dalla fine di Luglio 2017, l'uso dell'Ancorante a piede PFEIFER DB è attestato per mezzo della Valutazione Tecnica Europea ETA-11/0288 anche per l'uso in zona sismica.

4. Esempio di dimensionamento

Il dimensionamento degli ancoranti sotto sollecitazione sismica si basa sul Technical Report TR 045 (EOTA TR045, 2013). Questo corrisponde in parte alla bozza della norma EN 1992-4 (prEN 1992-4, 2013) ed è stato sviluppato durante la revisione della CEN/TS 1992-4 (CEN/TS 1992-4, 2009).

Complementarmente alla progettazione per sollecitazioni statiche o quasi statiche, il procedimento da seguire per il design di ancoraggi in zona sismica è rappresentato graficamente nella Figura 13:

Di seguito tale procedimento viene illustrato passo dopo passo facendo riferimento ad un esempio concreto, le cui condizioni al contorno sono le seguenti:

- Carico singolo sospeso 5 kN (500 kg)
- Struttura portante: trave in calcestruzzo armato, classe di resistenza C30/37 (400 x 600 mm)
- Per assicurare l'integrità dell'installazione, gli spostamenti orizzontali e verticali vengono limitati a un massimo di 3 mm
- Impiego di ancoranti gettati in opera (Ancorante a piede DB), fissati alla cassaforma prima della gettata di calcestruzzo.

Figura 13
Processo di progettazione.

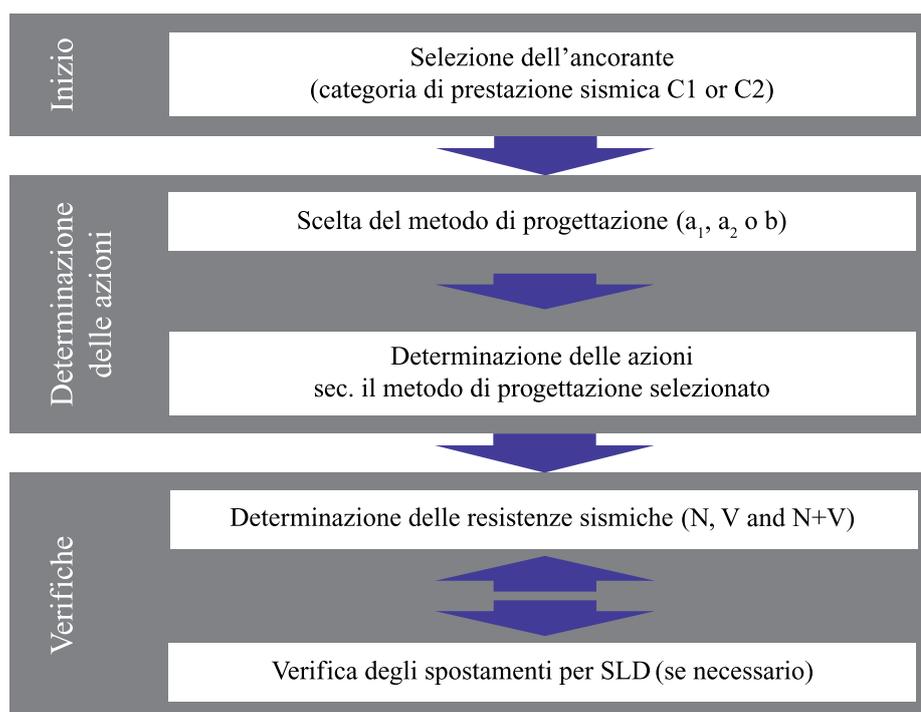
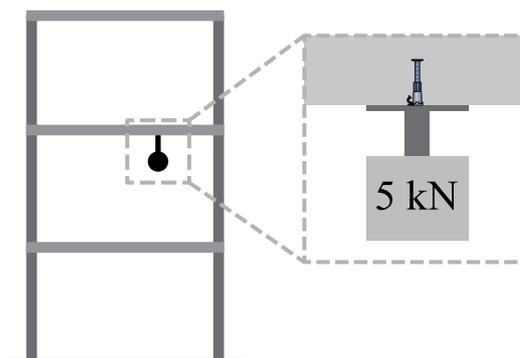


Figura 14
Illustrazione dell'esempio di calcolo.



5. Selezione del sistema di ancoraggio

Il primo passo è la determinazione della categoria di prestazione sismica necessaria C1 o C2 cui l'ancorante deve rispondere. Mentre per gli ancoranti in categoria di prestazione C1 vengono effettuate verifiche solo per quanto riguarda la loro resistenza allo stato limite ultimo (SLU), per quelli ricadenti nella categoria di prestazione C2, le verifiche vengono effettuate sia in termini di resistenza allo stato limite ultimo (SLU) che di spostamenti allo stato limite di danno (SLD).

La categoria di prestazione sismica necessaria viene determinata dal progettista combinando i parametri specifici dell'edificio e del luogo, vedi TR 045, Tabella 5.1.

Tabella 1 - TR 045, Tabella 5.1

Livello sismico	Classe di importanza			
	I	II	III	IV
$0,05 \text{ g} \leq a_g \cdot S \leq 0,10 \text{ g}$	C1	C1 or C2		C2
$a_g \cdot S \geq 0,10 \text{ g}$	C1	C2		

Il livello sismico per una certa zona è descritto da due parametri: l'accelerazione orizzontale massima al sito a_g e il coefficiente del suolo S . La classe d'importanza dell'edificio è determinata in base alla sua funzione.

Di regola questi parametri possono essere ricavati dall'Eurocodice 8 (EC8)(DIN EN 1998-1, 2010), dagli allegati nazionali (DIN EN 1998-1/NA, 2011) o da leggi e ordinanze nazionali.

Per l'esempio di dimensionamento è stato scelto un museo, che essendo un'istituzione culturale, ricade nella classe d'importanza III dell'EC8. Si assume inoltre che l'edificio sia costruito in una regione con attività sismica media e che l'accelerazione orizzontale al suolo al suolo sia pari a $a_g = 0,225 \cdot g$. Il parametro del sottosuolo S è stato rilevato per mezzo di indagini geologiche ed è pari a $S = 1,5$.

Dalla combinazione dei parametri secondo la Tabella 1, si desume che l'ancorante dovrebbe essere classificato e progettato per la categoria di prestazione sismica C2.

Analizzando le mappe di pericolosità sismica per ogni paese nell'area europea e nei dintorni, è stata creata una cartina basata su valori di riferimento dell'accelerazione orizzontale massima al sito a_g (Figura 15). Nelle regioni in blu scuro, che rappresentano zone con una forte attività sismica (accelerazione orizzontale massima al sito $a_g \geq 0,10 \cdot g$) ed eccetto che per edifici di minore importanza, dovrebbero sempre essere utilizzati ancoranti per la categoria di prestazione sismica C2, mentre nelle regioni in celeste, dove $0,05 \leq a_g < 0,10 \cdot g$, dovrebbero essere impiegati ancoranti per lo meno di categoria C1.

Ove disponibili, le disposizioni e normative regionali devono essere osservate.

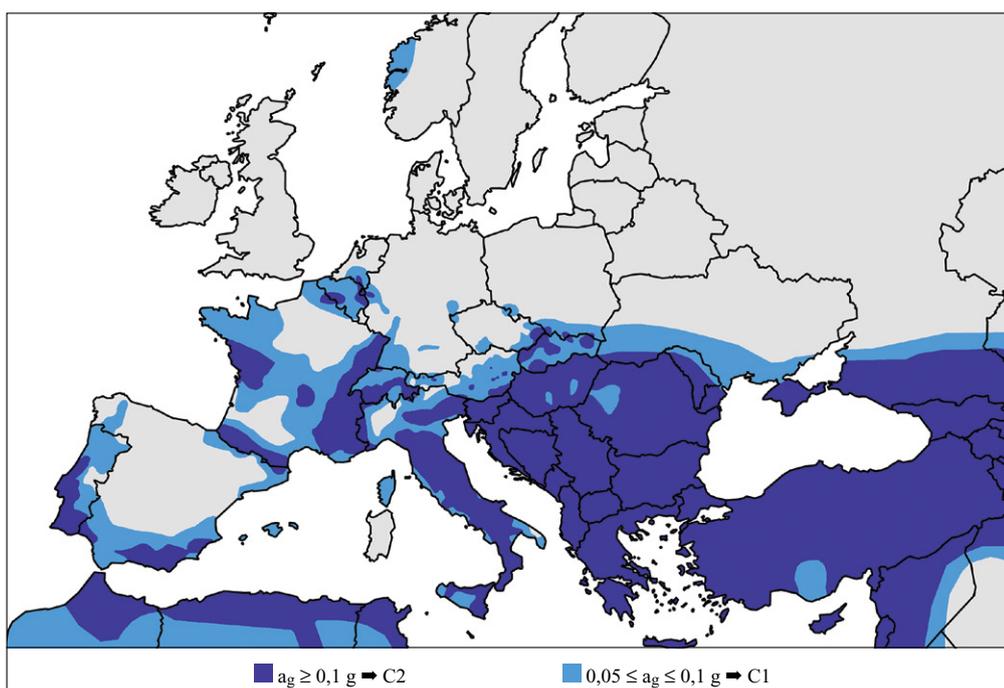


Figura 15
UE e dintorni, suddivisione in base all'accelerazione al suolo.

6. Scelta del metodo di progettazione appropriato tra a_1 , a_2 e b

La determinazione delle sollecitazioni agli stati limite ultimi è influenzata dal metodo scelto dal progettista per il dimensionamento del sistema di ancoraggio. Secondo TR 045, Sezione 5.3, sono possibili i seguenti metodi (design options):

- Dimensionamento eseguito senza tener conto dei requisiti di duttilità dell'ancorante ovvero senza fare affidamento sulle capacità dissipative attraverso deformazione plastica.
- Dimensionamento eseguito tenendo conto dei requisiti di duttilità dell'ancorante ovvero considerando la sua capacità di deformazione plastica.

Il metodo di progettazione a si basa sull'assunto che l'ancorante non dissipi energia attraverso la propria deformazione plastica. Si distinguono poi altri due sotto-metodi a_1 (capacity design) e a_2 (elastic design)(Figura 16).

Il capacity design secondo il metodo di progettazione a_1 può essere sfruttato solo se la dissipazione di energia ha luogo nelle parti fissate all'ancorante (es. carpenteria metallica)(Figura 16), tenendo conto delle caratteristiche di sovrarresistenza e snervamento dei materiali. In questo modo l'ancorante potrà essere dimensionato per un carico ridotto.

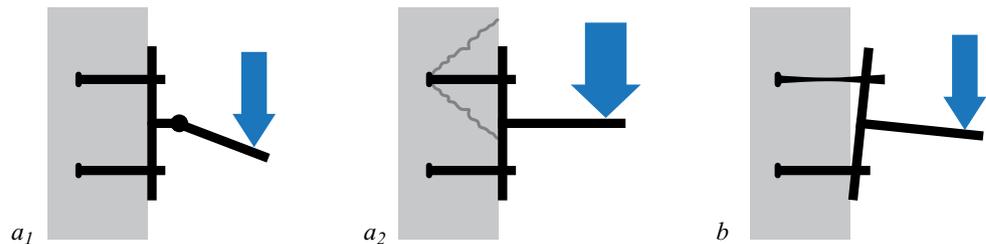
Al contrario, seguendo il metodo di progettazione a_2 , l'ancorante dovrà essere in grado di resistere alle sollecitazioni imposte dal calcolo agli SLU e sia l'ancorante, sia la struttura dovranno mantenere un comportamento elastico. L'azione sismica sull'ancorante non avrà subito nessuna dissipazione e quindi non sarà ridotta.

In caso di progettazione secondo il metodo b, la duttilità dell'ancorante deve essere tenuta di conto direttamente agli SLU. In tal caso è necessario assicurare che la resistenza a trazione dell'ancorante in acciaio sia inferiore alla resistenza a trazione del calcestruzzo per ogni sua tipologia di rottura (TR 045, Sezione 5.4). Oltre a garantire la funzione portante, l'ancorante dovrebbe assorbire e dissipare parte dell'energia sismica. L'idoneità dell'ancorante per questo scopo deve essere provata secondo il TR 045. Nel caso in cui siano trasmesse sull'ancorante anche forze di taglio, misure supplementari devono essere adottate.

A prescindere dal metodo di progettazione scelto, è comunque sempre importante assicurarsi che gli ancoranti vengano sempre posizionati al di fuori delle zone di formazione delle cerniere plastiche.

L'esempio di calcolo viene eseguito seguendo il metodo di progettazione a_2 .

Figura 16
Metodi di progettazione
(design options).



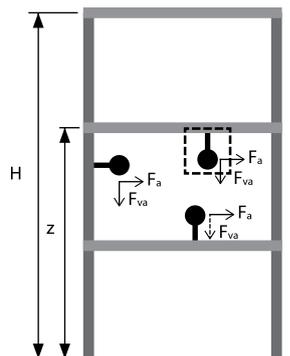
7. Determinazione delle azioni agli SLU

Le azioni sismiche possono essere determinate in base all'EC8.

L'ancorante in questione realizza la connessione tra elementi non strutturali (tipo B, TR 045, Paragrafo 5.1). La progettazione sismica di connessioni tra elementi non strutturali può essere eseguita secondo l'EC8, Sezione 4.3.5.2 o, in questo caso, secondo il procedimento semplificato del TR 045, Paragrafo 5.5.4.

Se il fissaggio è posto su una parete verticale o appeso all'intradosso di un piano orizzontale (come in questo esempio, vedere Figura 14), è necessario includere nelle verifiche sia le componenti orizzontali che verticali dell'azione sismica. Solo in determinati casi (vedi TR 045, Paragrafo 5.5.4) è possibile trascurare la componente verticale.

Figura 17
Posizionamento dei fissaggi.



Gli effetti dell'azione sismica sugli ancoranti dovrebbero essere calcolati applicando all'elemento non strutturale azioni verticali e orizzontali applicate nel suo centro di massa. Gli effetti orizzontali dell'azione sismica su elementi non strutturali sono determinati secondo l'equazione (4.24) dell'EC8. Di seguito le equazioni sono svolte con riferimento all'esempio di calcolo.

$$F_a = \frac{S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a}{q_a} \quad (1)$$

dove:

q_a = fattore di struttura dell'elemento (decorazione)
TR 045, Tabella 5.2

= 1

γ_a = fattore di importanza
EC8, Paragrafo 4.3.5.3

= 1

W_a = peso dell'elemento
 ≈ 5 kN

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\left(1 + \frac{z}{H} \right) \cdot A_a - 0,5 \right] \quad (2)$$

dove:

α = a_g / g
= 0,225

S = coefficiente di sottosuolo per terreni di tipo C
= 1,5

z = quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di applicazione dell'azione sismica
= 8 m

A = altezza dell'edificio
= 12 m

$$A_a = \frac{3}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1} \right)^2} \quad (3)$$

dove:

T_a = periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale

T_1 = periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione rilevante

A_a = fattore di amplificazione sismica (decorazione), semplificato secondo il TR 045, Tabella 5.2
= 3,0

Risolviendo l'espressione (2), si ottiene:

$S_a = 1,52$

Pertanto dalla (1) si ottiene una forza orizzontale:

$F_a = 7,6$ kN

La forza agente in direzione verticale nel centro di massa viene calcolata in base a TR 045, equazione 5.5, nel modo seguente:

$$F_{va} = \frac{S_{va} \cdot W_a \cdot \gamma_a}{q_a} \quad (4)$$

I parametri W_a , γ_a e q_a sono rappresentati come in precedenza. Il coefficiente sismico verticale S_{va} è pari a:

$S_{va} = \alpha_v \cdot A_a = \alpha \cdot A_a$
= 0,675

Dall'espressione (3) risulta quindi una forza verticale:

$F_{va} = 3,4$ kN

Infine, secondo il metodo di progettazione a_2 (metodo elastico -TR 045, Paragrafo 5.4), le azioni orizzontali e verticali a seguito di un sisma devono essere moltiplicate per il fattore di amplificazione di 1,5:

$$V_{Sd} = F_a \cdot 1,5 = 7,6 \cdot 1,5 = 11,4 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = F_{va} \cdot 1,5 = 3,4 \cdot 1,5 = 5,1 \text{ kN}$$

Le sollecitazioni V_{Sd} e N_{Sd} a seguito di un'azione sismica agiscono nel centro di massa del carico appeso.

8. Resistenza dell'ancoraggio

Le resistenze sismiche di progetto vengono determinate dividendo le resistenze caratteristiche sismiche per i relativi coefficienti parziali di sicurezza, che nel caso degli Ancoranti a piede PFEIFER DB sono descritte nella Valutazione Tecnica Europea ETA-11/0288:

$$R_{d,seis} = \frac{R_{k,seis}}{\gamma_{M,seis}} \quad (5)$$

dove:

$$\gamma_{M,seis} = \begin{array}{l} \text{coefficiente di sicurezza parziale} \\ \text{ETA-11/0288} \end{array}$$

Secondo il TR 045, equazione 5.8, la resistenza caratteristica sismica $R_{k,seis}$ a trazione e taglio è definita come segue:

$$R_{k,seis} = \alpha_{gap} \cdot \alpha_{seis} \cdot R_{k,seis}^0 \quad (6)$$

Il fattore di riduzione α_{gap} amplifica le forze di taglio sull'ancoraggio, tenendo conto dei possibili effetti di martellamento del gambo dell'ancoraggio sul bordo del foro in caso sia presente un gioco tra i due. I diametri massimi dei fori rispetto ai diametri degli ancoranti devono comunque essere limitati secondo il TR 045, Tabella 2.1.

$$\alpha_{gap} = \begin{array}{l} \text{fattore di riduzione} \\ \text{TR 045, Sezione 5.6.2} \\ = 0,5 \end{array}$$

Il fattore di riduzione α_{seis} tiene conto dell'influenza di grandi fessurazioni e dispersioni significative nelle curve carico spostamento.

$$\alpha_{seis} = \begin{array}{l} \text{fattore di riduzione} \\ \text{TR 045, Tabella 5.4} \\ = 1,0 \end{array}$$

Le resistenze caratteristiche sismiche (di base) per il dimensionamento degli Ancoranti a piede PFEIFER DB sono descritte nella Valutazione Tecnica Europea ETA-11/0288.

$$R_{k,seis}^0 = \begin{array}{l} \text{resistenza (di base) caratteristica} \\ \text{ETA-11/0288} \end{array}$$

Si è dimostrato attraverso la campagna di test sopradescritta che le resistenze caratteristiche per azioni sismiche sono identiche a quelle valide per azioni statiche e quasi statiche, nonostante tali differenze siano significanti per altri tipologie di ancoranti (per esempio la resistenza a rottura lato acciaio $N_{Rk,s,seis}^0$ o $V_{Rk,s,seis}^0$ o pull-out $N_{Rk,p,seis}^0$).

Il dimensionamento degli ancoranti soggetti ad azione sismica viene quindi effettuato secondo il TR 045.

9. Selezione e verifica degli Ancoranti a piede PFEIFER DB

È stata determinata la necessità di adottare un ancorante di categoria di prestazione sismica C2, dati i parametri assunti nell'ambito dell'esempio di dimensionamento e in base alla Tabella 1. Di conseguenza, oltre alla portata devono essere prese in considerazione anche le deformazioni (spostamenti) (TR 045, paragrafi 5.1, 5.2 e 5.7).

Anche gli spostamenti ($\delta_{N/V,seis,(SLD)}$ e $\delta_{N/V,seis,(SLU)}$) degli Ancoranti a piede DB PFEIFER sono descritti nell'ETA-11/0288. Nell'esempio di dimensionamento, lo spostamento massimo consentito per la sua condizione di utilizzo è stato limitato a $\delta_{N,req} = \delta_{V,req} = 3 \text{ mm}$ (in orizzontale e verticale).

Tabella 2 - Rappresentazione degli spostamenti (SLD) sotto sollecitazione di trazione e trasversale

Ancore a piede DB PFEIFER					
Spostamenti	12	16	20	24	30
$\delta_{N,seis,(SLD)}$ [mm]	1,00	1,34	0,88	1,52	1,22
$\delta_{N,req}$ [mm]	3	3	3	3	3
$\delta_{V,seis,(SLD)}$ [mm]	3,78	4,46	5,33	4,88	5,65
$\delta_{V,req}$ [mm]	3	3	3	3	3

Secondo la Tabella 2, gli spostamenti caratteristici degli Ancoranti a piede DB sono più grandi dello spostamento massimo consentito di $\delta_{V,req} = 3$ mm per carichi di taglio. Per non superare lo spostamento massimo consentito, le resistenze caratteristiche sotto sollecitazione trasversale vengono ridotte:

$$V_{Ra,seis,reduced} = V_{Rd,seis} \cdot \frac{\delta_{V,req}}{\delta_{V,seis,(SLD)}} \quad (7)$$

Tabella 3 - Fattori di riduzione sollecitazione trasversale

Ancore a piede DB PFEIFER					
Spostamenti	12	16	20	24	30
$\delta_{V,req} / \delta_{V,seis,(SLD)}$	0,79	0,67	0,56	0,61	0,53

Le resistenze di calcolo possono ora essere calcolate tenendo conto delle riduzioni in base alla Tabella 3, dei fattori di riduzione α_{gap} e α_{seis} e dei coefficienti di sicurezza parziale. In seguito sono riassunte le resistenze di calcolo per tutti i tipi di collasso.

Tabella 4 - Resistenze di calcolo

Ancore a piede DB PFEIFER						
Spostamenti	12	16	20	24	30	
Carico di trazione	$N_{Rd,s,seis}$ [kN]	18,7	39,3	61,3	79,0	123,4
	$N_{Rd,p,seis}$ [kN]	32,5	61,0	113,9	113,9	162,7
	$N_{Rd,c,seis}$ [kN]	23,7	43,1	54,0	56,5	59,7
Carico trasversale	$V_{Rd,s,seis,red}$ [kN]	4,5	7,9	10,3	16,3	22,3
	$V_{Rd,cp,seis,red}$ [kN]	18,8	57,9	60,8	69,4	63,4
	$V_{Rd,c,seis,red}$ [kN]	22,7	20,9	18,5	20,7	18,7

Cosiderando le azioni sismiche precedentemente calcolate ($V_{Sd} = 11,4$ kN e $N_{Sd} = 5,1$ kN), i rispettivi fattori di utilizzazione vengono riportati nella Tabella 5 a seconda del rispettivo modo di collasso.

Tabella 5 - Fattori di utilizzazione

Ancore a piede DB PFEIFER						
Spostamenti	12	16	20	24	30	
Carico di trazione	$N_{Sd} / N_{Rd,s,seis}$	0,23	0,14	0,07	0,12	0,10
	$N_{Sd} / N_{Rd,p,seis}$	0,16	0,08	0,04	0,04	0,03
	$N_{Sd} / N_{Rd,c,seis}$	0,27	0,13	0,08	0,06	0,04
Carico trasversale	$V_{Sd} / V_{Rd,s,seis,red}$	2,56	1,44	1,10	0,70	0,51
	$V_{Sd} / V_{Rd,cp,seis,red}$	0,60	0,20	0,19	0,16	0,18
	$V_{Sd} / V_{Rd,c,seis,red}$	0,50	0,55	0,62	0,55	0,61

Infine, l'interazione tra taglio e trazione viene verificata sui valori massimi dei fattori di utilizzazione secondo TR 045, Paragrafo 5.6.3:

$$N + V = \max \left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rd,seis}} \right) + \max \left(\frac{V_{Sd}}{V_{Rd,seis}} \right) \leq 1 \quad (8)$$

Tabella 6 - Interazione

Ancore a piede DB PFEIFER					
Spostamenti	12	16	20	24	30
N+V	2,83	1,58	1,19	0,82	0,71

L'interazione finale (Tabella 6) mostra che il carico dell'esempio di dimensionamento in questione (peso proprio 500 kg) se soggetto ad azioni sismiche calcolate secondo le condizioni al contorno sopraesposte, può essere fissato in modo sicuro con un Ancorante a piede DB PFEIFER 24 o 30 (rappresentata in verde nella Tabella 6)

10. Dimensionamento per azioni statiche e quasi statica

L'esempio di calcolo è stato svolto per azioni statiche a quasi statiche: in questo caso tutti gli ancoranti (12 - 30) sarebbero stati idonei allo scopo.

11. Conclusioni

La necessità di sistemi di ancoraggio sicuri e qualificati per l'uso sotto azioni sismiche, crescerà costantemente nei prossimi anni. Grazie ad un moderno e intelligente sistema di progettazione, diventerà quindi ancora più importante progettare l'installazione degli ancoraggi in anticipo per raggiungere una performance ottimale.

Il Sistema di Ancoraggio DB è stato approvato da anni per l'uso sotto azioni statiche e quasi statiche. Grazie a questa ultima estensiva campagna di test il sistema è stato qualificato anche per l'applicazione in area sismica ed entrambe le categorie di prestazione C1 e C2.

Gli esiti della nuova classificazione degli ancoranti sono riportati nella versione modificata della Valutazione Tecnica Europea ETA-11/0288 del luglio 2017.

Grazie allo svolgimento passo dopo passo di un esempio di calcolo, si è mostrato come procedere al dimensionamento di un ancorante in zona sismica, integrando le verifiche per carichi statici o quasi statici.

Il confronto diretto dei risultati per i due dimensionamenti eseguiti per azioni sismiche e statiche mostra notevoli differenze in particolare riguardo al ruolo chiave che riveste la sollecitazione orizzontale sull'ancorante risultante dall'accelerazione al suolo.

Bibliografia

- CEN/TS 1992-4 (2009) - Design of fastenings for use in concrete, Maggio.
- DIN EN 1998-1 (2010) - Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, Dicembre.
- EOTA ETAG 001 (2010) - Metal anchors for use in concrete, Annex C: Design methods for anchorages, Agosto.
- DIN EN 1998-1/NA (2011) - Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, Gennaio.
- Regione Emilia Romagna (2012) - Primo Bilancio, Bologna.
- EOTA TR045 (2013) - Design of Metal Anchors For Use In Concrete Under Seismic Actions, Febbraio.
- prEN 1992-4 (2013) - Design of concrete structures, Part 4: Design of fastenings for use in concrete, Ottobre.
- EOTA EAD 330012-00-0601 (2015) - Cast-in anchor with internal threaded socket, Settembre.
- BWI (2017) - Assessment of cast-in anchors under seismic actions, Dicembre.
- DIBt. ETA-11/0288 (2017) - Luglio.

Gli Autori

Christoph Neef

Studium Bauingenieurwesen an der Technischen Universität München, Abschluss 1997. Seit 2000 angestellt bei der Firma PFEIFER Seil- und Hebeteknik GmbH in Memmingen, ab 2015 in der Funktion als Technischer Leiter des Geschäftsfelds Bautechnik.

Sara Gennai

Si è laureata con lode in Ingegneria Edile (LM24) presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Firenze. Dal 2013 lavora nel dipartimento Tecnica Edile presso la sede centrale dell'azienda tedesca PFEIFER Seil- und Hebeteknik. Attualmente si occupa della progettazione e dello sviluppo di inserti per il collegamento ed il sollevamento di elementi prefabbricati in calcestruzzo.