



MANUALE DELLE CONNESSIONI IN CALCESTRUZZO

Connessioni tramite
sistemi post-installati

Handbook Ver. 01_ITA 00
Gennaio, 2024



SOMMARIO

PREFAZIONE	4
1. INTRODUZIONE	6
2. APPLICAZIONI E MECCANISMI DI FUNZIONAMENTO	8
2.1 Applicazioni	8
2.1.1 Armature post-installate: cosa sono?	8
2.1.2 Classificazione delle applicazioni con armature post-installate	9
2.1.3 Giunzione con sovrapposizione - Estensione di elementi strutturali	9
2.1.4 Giunzione senza sovrapposizione - Aggiunta di nuovi elementi strutturali	9
2.1.5 Giunzione con connettori a taglio - Ringrosso sezionale, <i>Overlay</i>	10
2.2 Meccanismi di trasferimento della forza	12
2.2.1 Meccanismo di funzionamento - Armature post-installate	12
2.2.2 Meccanismo di funzionamento - Ringrossi sezionali per taglio-atrito, <i>Overlay</i>	16
3. QUADRO NORMATIVO PER LA QUALIFICAZIONE E LA PROGETTAZIONE	18
3.1 Panoramica del quadro normativo europeo	18
3.2 Progettazione delle armature post-installate	19
3.2.1 Progettazione secondo Eurocodice	19
3.2.2 Applicazioni coperte dal EC2-1-1	20
3.2.3 Applicazioni coperte da EOTA TR 069	21
3.3 Qualifica degli ancoranti chimici per armature post-installate	22
3.3.1 Qualifica secondo EAD 330087 per progettazione con EC2-1-1	22
3.3.2 Qualifica secondo EAD 332402 per progettazione con EOTA TR 069	23
3.4 Progettazione con connettori a taglio post-installati - <i>Overlay</i>	24
3.4.1 Progettazione secondo EC2-1-1	24
3.4.2 Progettazione secondo EOTA TR 066	24
3.5 Qualifica dei connettori a taglio post-installati	26
3.5.1 Qualifica secondo EAD 332347 per progettazione secondo EOTA TR 066	26
3.6 Sommario	27
3.7 Il calcestruzzo armato	28
3.7.1 Le proprietà richieste per il calcestruzzo:	28
3.7.2 Le proprietà richieste per l'armatura:	28
4. SOLUZIONI HILTI	30
4.1 Prodotti per l'ancoraggio di armature post-installate	30
4.2 Prodotti per applicazioni con connettori a taglio (<i>Overlay</i>)	31
4.3 Processo di progettazione ed esecuzione	32
4.4 Soluzione di sistema completa con Hilti	33
5. PROGETTAZIONE DI GIUNZIONI con armature SOVRAPPOSTE	35
5.1 Generale	35
5.2 Progettazione per azioni statiche	35
5.2.1 Dettagli costruttivi	38

5.2.2	Requisiti di durabilità	39
5.3	Progettazione per azioni sismiche	40
5.4	Progettazione per carico d'incendio	40
5.4.1	Verifica di base	42
5.4.2	Calcolo della lunghezza di sovrapposizione	42
5.4.3	Verifica lato acciaio	43
5.4.4	Simulazione con metodi numerici	43
5.5	Esempio, estensione di un solaio con sovrapposizione di armature	43
6.	PROGETTAZIONE DELLE GIUNZIONI IN NODI SENZA SOVRAPPOSIZIONE DELLE ARMATURE	50
6.1	Generale	50
6.2	Lunghezza di ancoraggio di base secondo EC2-1-1	50
6.2.1	Progettazione per connessioni semplicemente appoggiate	51
6.3	Progettazione per azioni statiche (nodi resistenti al momento)	52
6.3.1	Modello a tirante-puntone secondo i principi dell'Eurocodice	52
6.3.2	Progettazione secondo EOTA TR 069	55
6.3.3	Metodo Hilti con la tensione di aderenza migliorata (basato sui principi EC2-1-1)	62
6.4	Progettazione per azioni sismiche	62
6.4.1	Progettazione secondo l'Eurocodice	62
6.4.2	Progettazione secondo EOTA TR 069	63
6.5	Progettazione per carico d'incendio	64
6.6	Esempi di progettazione	66
6.6.1	Esempio, connessione di semplice appoggio	66
6.6.2	Esempio, nodo rigido con modello a tirante-puntone	70
6.6.3	Esempio, nodo rigido con EOTA TR 069	74
7.	RINGROSSO SEZIONALE CON CONNETTORI A TAGLIO, <i>OVERLAY</i>	79
7.1	Trasferimento del taglio nell'interfaccia e teoria taglio-attrito	79
7.1.1	Applicazioni con taglio predominante (secondo EC2-1-1)	80
7.1.2	Applicazioni con taglio non predominante	82
7.2	Progettazione per azioni statiche	83
7.2.1	Progettazione secondo EC2-1-1	83
7.2.2	Progettazione secondo EOTA TR 066	83
7.2.3	Dettagli costruttivi secondo EOTA TR 066	87
7.3	Progettazione per azioni a fatica	88
7.3.1	Progettazione secondo EC2-1-1	88
7.3.2	Progettazione secondo EOTA TR 066	88
7.4	Progettazione per azioni sismiche	90
7.4.1	Progettazione secondo EOTA TR 066	90
7.5	Metodo Hilti per Ringrossi sezionali, Overlay	91
7.5.1	Progettazione per azioni statiche	92
7.5.2	Progettazione per azioni sismiche	92
7.6	Esempi di progettazione	93
7.6.1	Trasferimento del taglio nell'interfaccia, nodo con momento flettente predominante	93

7.6.2	Trasferimento del taglio dell'interfaccia, nodo con compressione/taglio predominante	94
7.6.3	Progettazione statica di ringrosso sezionale (<i>Overlay</i>)	95
7.6.4	Progettazione a fatica di ringrosso sezionale (<i>Overlay</i>)	98
7.6.5	Progettazione sismica di ringrosso sezionale (<i>Overlay</i>)	98
7.6.6	Progettazione sismica (metodo Hilti) di ringrosso sezionale (<i>Overlay</i>)	100
8.	PROFIS ENGINEERING SUITE – SOFTWARE DI PROGETTAZIONE	102
8.1	Introduzione	102
8.2	Perché utilizzare PROFIS Engineering Suite?	102
8.3	Modulo PROFIS per applicazioni con armature post-installate	103
8.3.1	Altre funzionalità di PROFIS Engineering	107
8.4	Modulo PROFIS per ringrosso sezionale, <i>Overlay</i> – Sovrapposizione Calcestruzzo	109
9.	INSTALLAZIONE E COLLAUDO	112
9.1	Procedura di installazione delle armature post-installate	112
9.1.1	Posizionamento	112
9.1.2	Preparazione/irruvidimento della superficie	113
9.1.3	Esecuzione dei fori nel calcestruzzo	114
9.1.4	Irruvidimento dei fori	116
9.1.5	Pulizia dei fori	117
9.1.6	Iniezione dell'ancorante chimico e posa delle armature	118
9.1.7	Sistema Hilti SafeSet™	120
9.2	Procedura di installazione dei connettori a taglio post-installati	121
9.2.1	Requisiti costruttivi per connettori a taglio secondo EOTA TR 066	122
9.3	Ispezione, collaudo e controllo qualità	123
9.4	Ulteriori aspetti costruttivi e di installazione	126
9.4.1	Sensori per il monitoraggio del calcestruzzo	126
9.5	Specifiche costruttive	127
9.6	Supporto tecnico Hilti	128
10.	PROGETTI DI RIFERIMENTO	129
10.1	Nathani Heights, Mumbai (Bombay), India	129
10.2	Rinforzo sismico di una scuola, Bologna, Italia	131
10.3	The Exchange 106, Kuala Lumpur, Malesia	132
10.4	Schott Solar Jena AXL 33	134
10.5	Ponte Humboldt, Potsdam, Germania	136
AUTORI		138
RICONOSCIMENTO		139
REFERENZE		140

PREFAZIONE

a cura di

Elizabeth Vintzileou

Professore Emerito, Università Tecnica Nazionale di Atene, Grecia



L'invecchiamento, il degrado, le condizioni ambientali avverse, il cambio di destinazione d'uso, l'adozione di nuove normative di progettazione, il verificarsi di azioni accidentali (es. incendio, terremoto, ecc.) e i loro effetti sulle strutture esistenti sono alcuni dei casi che rendono necessari interventi strutturali. Lo sviluppo di materiali e tecniche per rendere le strutture nuovamente adeguate all'uso è un importante campo di ricerca, progettazione e applicazione.

L'ingegnere strutturista, che ha il compito di fare valutazioni strutturali, di selezionare le tecniche più appropriate e di progettare la struttura nella sua forma definitiva, deve inoltre provvedere alla progettazione e al dettaglio strutturale delle aree critiche che richiedono conoscenze e competenze specifiche. Quest'area includono, ad esempio, le zone di ancoraggio di nuove armature, o la prescrizione di un'adeguata lunghezza di sovrapposizione alle barre d'armature esistenti, ringrossi sezionali interfacce rinforzate grazie a connettori a taglio tra elementi strutturali nuovi ed esistenti o all'interno di un elemento strutturale rinforzato, ecc. Queste aree, di volume limitato e molto spesso di limitata accessibilità, sono fondamentali per la buona riuscita dell'intervento, in termini di sicurezza, durabilità e anche di economici.

In questo campo, l'iniziativa strategica di Hilti di fornire non solo prodotti e strumenti di alta qualità e servizi correlati al progettista, ma anche soluzioni integrate è molto apprezzata dalla comunità ingegneristica. Il software PROFIS Engineering è un valido strumento sviluppato per assistere gli ingegneri strutturisti nella progettazione di numerose applicazioni e, più specificamente, delle aree critiche in cui si verificano interfacce attraversate da barre d'armatura e ancoraggi post-installati. Questo manuale può essere considerato come un'utile guida per un uso efficace del software PROFIS Engineering. Ciononostante, la sua portata è molteplice e il suo valore va ben oltre la progettazione dei collegamenti in cui vengono utilizzati i prodotti Hilti.

Questo manuale, infatti, offre la descrizione delle applicazioni, inclusi esempi illustrativi, in cui è necessario l'utilizzo di barre d'armatura e ancoraggi post-installati per collegare elementi in calcestruzzo gettati in tempi diversi, insieme alla meccanica di trasferimento delle forze tra gli ancoraggi e il calcestruzzo. In questo modo, l'ingegnere viene assistito nello sforzo di selezionare l'intervento e la sua ubicazione, in base alla sua rilevanza per il caso esaminato.

Nel testo viene presentato e discusso il contesto normativo europeo relativo non solo al sistema degli Eurocodici, ma anche alla valutazione e qualificazione dei sistemi post-installati, all'interno dell'Organizzazione Europea per l'ottenimento del Benestare Tecnico. Questa visione di insieme è importante, in quanto il progettista prende conoscenza dei parametri decisivi che vengono valutati per ogni sistema post-installato, dei limiti di utilizzo di ogni sistema specifico, nonché della progettazione di applicazioni che implicano l'uso di rinforzi post-installati. Sulla base di questo quadro, questo manuale fornisce al progettista dati rilevanti sui prodotti Hilti, le loro proprietà, il loro campo di applicazione e le rispettive qualifiche.

Uno dei contributi più significativi di questo manuale è la fornitura per ogni applicazione trattata di: disposizioni, limitazioni, equazioni applicate nei calcoli, opzioni date all'ingegnere in termini di geometria e disposizione degli ancoraggi, gamma di materiali base, ecc. In questo modo, l'ingegnere ha a disposizione gli strumenti necessari per esplorare soluzioni alternative, selezionare vari materiali e verificare l'effetto di diversi parametri per raggiungere un risultato ottimale. La qualità dei contenuti, la

gamma delle applicazioni trattate e la chiarezza e la completezza delle informazioni incluse in questo manuale mi rendono fiduciosa che si tratti di un contributo significativo alla progettazione di connessioni calcestruzzo-calcestruzzo e che la comunità ingegneristica gli darà l'accettazione che merita.

1. INTRODUZIONE

Strutture come edifici, ponti, dighe o altre costruzioni sono realizzate principalmente in calcestruzzo poiché è un materiale versatile comunemente usato nell'edilizia grazie alla sua resistenza, durata e capacità di essere modellato in varie forme. L'invecchiamento del patrimonio edilizio e la maggiore consapevolezza dei rischi legati ai pericoli naturali e antropici (es. terremoti e incendi) nonché i requisiti di sostenibilità stanno evidenziando la necessità di interventi strutturali sugli edifici esistenti. Questi interventi di solito mirano al rinforzo strutturale e/o al cambio di destinazione d'uso. Inoltre, c'è un crescente bisogno che la tecnologia del settore delle costruzioni soddisfi requisiti in termini di sostenibilità nonché di efficienza intesa come produttività e costruzioni più "snelle". Per soddisfare tali requisiti, spesso è necessario collegare elementi in calcestruzzo gettati in momenti diversi o ingrandire la sezione degli elementi strutturali per rinforzarli. Le armature post-installate e i connettori a taglio installati in strutture esistenti sono soluzioni consolidate per garantire connessioni più sicure e affidabili.

La progettazione di sistemi strutturali in calcestruzzo armato gettati in opera è ben consolidata e documentata nella comunità ingegneristica. Il comportamento strutturale e i metodi di progettazione applicabili sono ben compresi e implementati in tutto il mondo attraverso i rispettivi standard e normative. Tuttavia, la comprensione e la progettazione di sistemi post-installati per strutture in calcestruzzo rivela la necessità di cogliere nuovi concetti e metodi tecnici per poter arrivare a soluzioni più sicure ed efficienti sia per la progettazione sia per l'installazione di tali sistemi.

Il mondo delle connessioni calcestruzzo-calcestruzzo con l'utilizzo di armature post-installate o connettori a taglio si è evoluto molto. Si è passati dall'utilizzo di un'equivalenza comportamentale in termini di carico-spostamento con i sistemi gettati in opera (cast in) a metodi più avanzati e meno limitanti in cui le prestazioni dipendenti dal prodotto aprono la strada a metodi di progettazione più sicuri, affidabili ed economici. Questo manuale tenta di riassumere e rendere disponibili concetti tecnici, metodi di progettazione, esempi di calcolo e strumenti all'avanguardia con lo scopo di aiutarvi a progettare e installare sistemi post-installati per strutture in calcestruzzo. Il testo è stato creato in modo conciso e intuitivo per la comunità degli ingegneri.



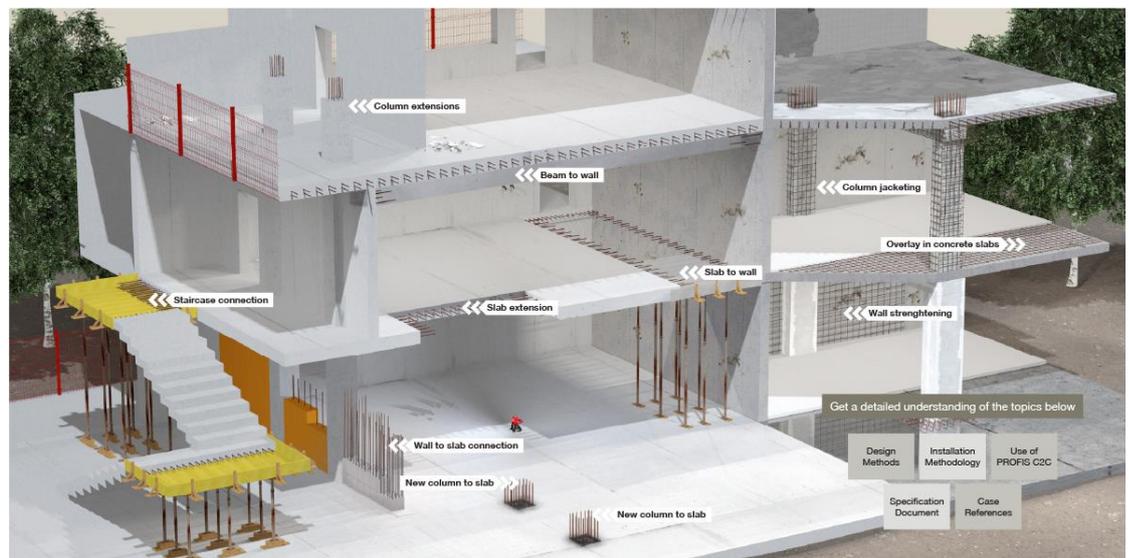
Dopo il Capitolo 2, che evidenzia le principali applicazioni del presente manuale, il Capitolo 3 illustra il quadro di riferimento per la valutazione e la qualificazione dei prodotti che sono fondamentali per le prestazioni delle applicazioni che si vogliono progettare. Il capitolo 4 parla delle soluzioni Hilti qualificate per le varie applicazioni. I Capitoli 5, 6 e 7 forniscono i metodi di progettazione applicabili e i calcoli passo-passo per la progettazione di estensione di elementi strutturali con armature sovrapposte, di nodi rigidi utili per aggiungere nuovi elementi senza sovrapposizione delle armature post-installate a quelle esistenti e di ringrossi sezionali (overlay). Tutte queste applicazioni vengono affrontate considerando varie condizioni di carico e di installazione. Il capitolo 8 è dedicato al software PROFIS Engineering suite di Hilti, uno strumento completo per la progettazione di connessioni calcestruzzo-calcestruzzo che utilizza i metodi di progettazione illustrati nel modo più efficiente e produttivo. Il

Capitolo 9 è dedicato all'installazione, all'ispezione e all'importanza del controllo di qualità dei sistemi post-installati per strutture in calcestruzzo. Questo perché l'utilizzo di metodi di esecuzione corretti sono fondamentali per realizzare in cantiere quanto previsto a livello progettuale e per garantire la vita utile delle strutture. Il Capitolo 10 comprende alcune reali esempi di progetto provenienti da diverse parti del mondo in cui sono state adottate soluzioni Hilti per armature post-installate e per connettori a taglio utilizzati per ringrossi sezionali.

2. APPLICAZIONI E MECCANISMI DI FUNZIONAMENTO

2.1 Applicazioni

La necessità di collegare elementi gettati in tempi diversi nelle strutture in cemento armato (C.A.) con soluzioni post-installate è un tema di crescente rilevanza in tutto il mondo. Questa necessità può spesso derivare da **situazioni non pianificate** in cui i dettagli per le armature di chiamata, spinotti oppure dispositivi meccanici di giunzione per le armature (accoppiatori) sono stati tralasciati nei disegni costruttivi o non posizionati durante la costruzione (oppure non posizionati correttamente). Tuttavia, la post-installazione **può anche essere prevista** nelle nuove costruzioni per ottimizzare e velocizzare il flusso di lavoro (evitando la fuoriuscita delle armature di chiamata dai casseri). Inoltre, le giunzioni eseguite con post-installazione sono di grande rilevanza e rappresentano spesso l'unica alternativa per il miglioramento delle prestazioni strutturali (rinforzo sismico e retrofitting) di intere strutture o elementi strutturali che possono essere richieste a causa di cambi di destinazione d'uso e/o per soddisfare requisiti sempre più esigenti delle normative.



2.1.1 Armature post-installate: cosa sono?

Sono una soluzione comune e di lunga data che prevede l'installazione di armature in fori praticati nel calcestruzzo preesistente. Questi fori vengono riempiti con resina chimica idonea per emulare il comportamento delle barre d'armatura gettate in opera, per ottenere il trasferimento della forza tra l'armatura post installata e quella esistente e semplicemente per inghiassare la barra e trasferire il carico direttamente al calcestruzzo circostante (vedi Fig. 2.1).

Le armature post-installate sono tipicamente utilizzate per collegare elementi strutturali in calcestruzzo gettati in tempi diversi per creare una connessione monolitica tra elementi esistenti e quelli nuovi (Fig. 2.1). Si presentano come soluzioni affidabili, veloci ed economiche per stabilire connessioni calcestruzzo-calcestruzzo atte a rinforzare o estendere elementi strutturali esistenti. Per la realizzazione di queste connessioni risultano fondamentali i metodi di progettazione appropriate, la selezione della resina chimica idonea così come l'installazione che deve essere eseguita da professionisti qualificati ed esperti.

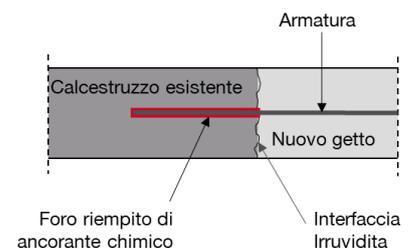


Figura 2.1. Sistema di armature post-installate

Questi elementi sono solitamente indicati come barre d'armatura post-installate. Le armature possono essere piegate o dotate di teste all'estremità gettata, ma hanno inevitabilmente una forma dritta all'estremità post-installata.

2.1.2 Classificazione delle applicazioni con armature post-installate

Il campo applicativo delle connessioni con armature post-installate può essere suddiviso, in modo approssimativo, in tre applicazioni: **giunzioni con sovrapposizione**, **giunzioni senza sovrapposizione** e **ringrossi della sezione** per attrito di taglio (**overlay**) (fare riferimento alla Figura 2.2). Le giunzioni con o senza sovrapposizione tra armature post-installate e le esistenti vengono utilizzate per creare una connessione strutturale in cui le forze trasferite sono principalmente tensione/compressione assiale oppure momenti flettenti che comunque generano una tensione/compressione assiale nelle armature. Pertanto, queste connessioni possono essere indicate come applicazioni che trasmettono sollecitazioni flesso-assiali utilizzando armature post-installate. Il ringrosso sezione è un'applicazione di rinforzo che utilizza l'attrito di taglio (*shear friction*) all'interfaccia tra un elemento esistente e uno nuovo, per mezzo di armature post-installate o connettori a taglio speciali.

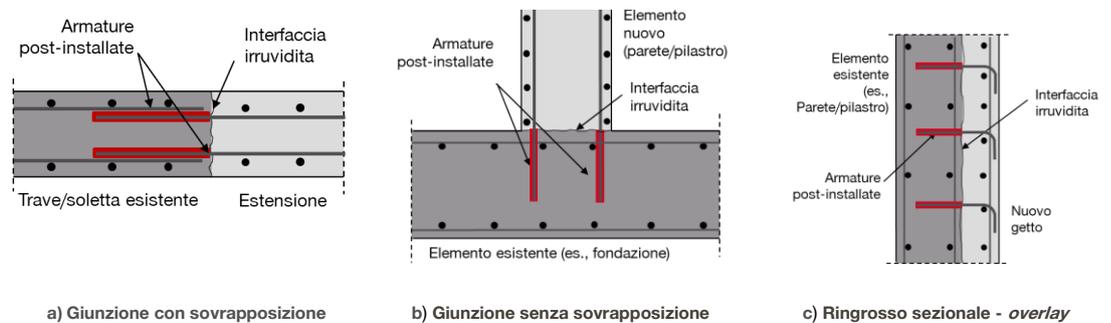


Figura 2.2. Tipi di applicazioni con armature post-installate

2.1.3 Giunzione con sovrapposizione - Estensione di elementi strutturali

Le fasi costruttive in un determinato cantiere possono richiedere la connessione di armature post-installate utili a facilitare l'estensione/continuazione di solai e solette oppure di elementi verticali come pareti e pilastri. I carichi assiali delle barre d'armatura nelle giunzioni sovrapposte, senza contatto sono necessari a sviluppare la resistenza di progetto e vengono garantiti grazie al trasferimento di carico barre adiacenti.

Alcuni esempi di estensioni di elementi in cemento armato con l'uso di sistemi di armature post-installate come estensione di solai, travi, pilastri e pareti sono riportati in Figura 2.3.



Figura 2.3. Esempi di estensione di elementi in calcestruzzo mediante sovrapposizione di armature post-installate

2.1.4 Giunzione senza sovrapposizione - Aggiunta di nuovi elementi strutturali

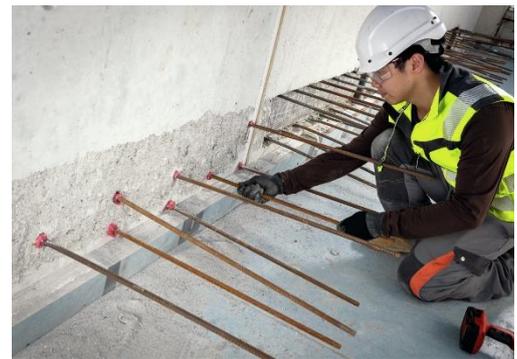
Le armature post-installate consentono il collegamento di due elementi strutturali che solitamente sono perpendicolari l'uno all'altro (anche chiamati nodi a T). Come, ad esempio, una colonna o una parete

che nasce dalle fondazioni, una trave che si collega a un pilastro o a una parete, ecc. Le armature post-installate possono essere utilizzate nelle nuove costruzioni qualora le armature non siano state inserite nel getto o mancano per errori costruttivi ma sono comunque necessarie per collegare nuovi elementi. Inoltre, vengono utilizzate nelle strutture esistenti dove non sono disponibili barre d'armatura necessarie per eseguire la sovrapposizione con le nuove barre post-installate.

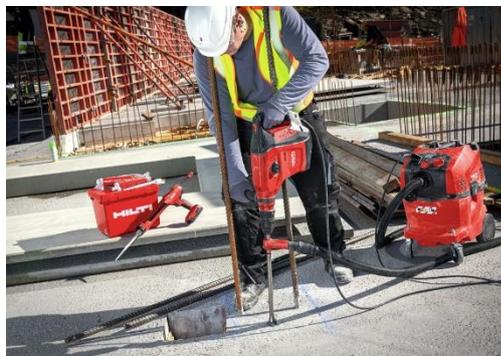
Alcuni esempi di applicazioni di armature post-installate utilizzate come ancoraggi terminali dei nodi di collegamento di nuovi elementi strutturali con quelli esistenti sono mostrati in Figura 2.4.



a) Scale su parete



b) Solaio su parete



c) Pilastro su solaio



d) Trave su pilastro

Figura 2.4. Esempi di connessione di nuovi elementi (nodi a T) senza sovrapposizione delle armature post-installate

Nota: i connettori a taglio sono più efficienti delle barre post-installate per spessori sottili di overlay

2.1.5 Giunzione con connettori a taglio - Ringrosso sezione, *Overlay*

Il collegamento tra due strati di calcestruzzo gettati in tempi diversi può essere progettato con armature post-installate o altri tipi di connettori a taglio. La frequenza di questo tipo di intervento è in continuo aumento nei lavori di rinforzo strutturale e messa in sicurezza delle strutture esistenti in calcestruzzo armato. La necessità di rinforzare gli elementi strutturali esistenti nasce a causa dell'aumento del carico dettato da modifiche di destinazione d'uso, delle insufficienze prestazionali indotte dalla corrosione, a causa di altri effetti esterni come il sisma o perché è richiesto un adeguamento o miglioramento dalle più recenti normative.

Mentre le armature post-installate, in genere piegate, possono essere utilizzate per applicazioni di ringrosso con strati di calcestruzzo sovrapposti (*overlay*), i connettori a taglio innovativi sono sviluppati con geometrie e materiali specifici per fornire prestazioni ottimizzate in sovrapposizioni sottili (di solito fino a 150-200 mm). In genere, i connettori vengono installati perforando uno strato di calcestruzzo esistente e fissando le armature post-installate, o i connettori a taglio, utilizzando strumenti adeguati,

prodotti qualificati e rigorosi metodi di installazione. Un nuovo strato di calcestruzzo dello spessore desiderato viene quindi gettato contro il calcestruzzo esistente dopo un'adeguata preparazione della superficie di interfaccia (vedi Fig. 2.5). All'interno di questo gruppo di applicazioni nominato **sovrapposizione strati di calcestruzzo (overlay)**, rientrano anche gli interventi che prevedono un ulteriore strato di calcestruzzo collegato agli elementi esistenti, ad esempio ringrosso di solette, pareti o travi (vedi Fig. 2.6). Nel caso di pilastri, è più comune considerare l'**incamiciatura** poiché i nuovi strati di calcestruzzo vengono in genere aggiunti su tutti i lati della sezione originale (vedi Fig. 2.6h). Più in generale, ci riferiamo **alle applicazioni di taglio-attrito** in quanto l'azione principale sull'interfaccia tra i due strati di calcestruzzo gettati in tempi diversi è una sollecitazione di taglio.

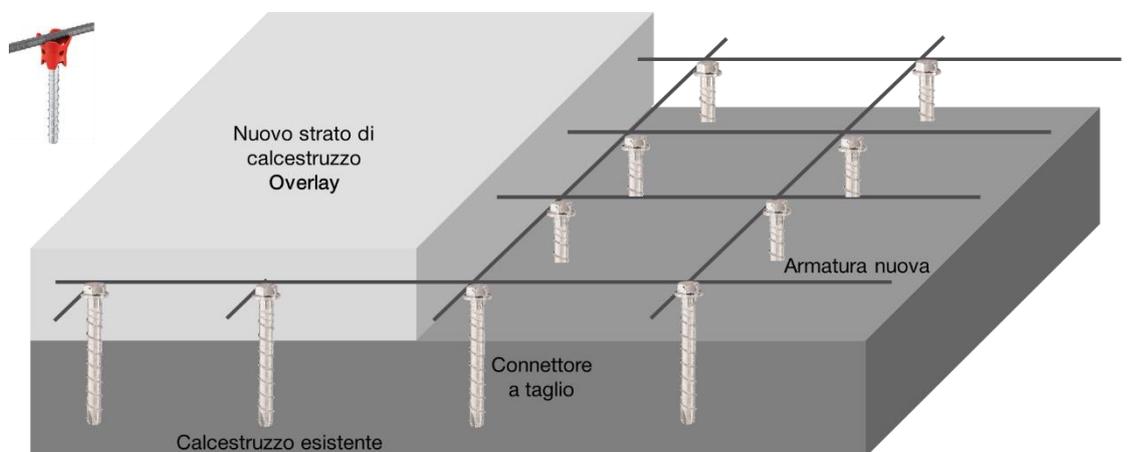


Figura 2.5. Rinforzo con ringrosso sezione - *overlay* (schematico)



a) Rinforzo trave



b) Rinforzo di pavimentazioni industriali



c) Aumento della sezione della trave di un ponte



d) Ringrosso soletta dell'impalcato del ponte



e) Aggiunta parete di taglio



f) Rinforzo soletta tramite ringrosso della sezione



g) Rinforzo parete tramite ringrosso sezionale



h) Incamicatura pilastro

 Figura 2.6. Applicazioni di rinforzo con ringrosso sezionale - *overlay* in edifici e infrastrutture civili

2.2 Meccanismi di trasferimento della forza

In questa sezione vengono introdotte le nozioni di base riguardo i meccanismi di trasferimento della forza e i fattori che determinano la tensione di aderenza delle armature post-installate. Si noti che il sistema di armature post-installate è simile ed è paragonabile alle armature gettate in opera. Questo è valido qualora vengano utilizzate armature rette con resine chimiche comprovate in termini di criteri di valutazione e convalidate da risultati di test sperimentali approfonditi (cfr. Capitolo 3 per ulteriori informazioni sui criteri di valutazione dei sistemi di armature post-installate).

2.2.1 Meccanismo di funzionamento – Armature post-installate

L'aderenza è il termine comunemente usato per definire il trasferimento di forza tra l'armatura (post-installata o gettata in opera) e il calcestruzzo circostante quando l'armatura è sollecitata da una forza assiale (trazione/compressione). Il trasferimento della forza avviene in modo non uniforme sulla lunghezza di ancoraggio stabilita (fare riferimento alla Figura 2.7). Tuttavia, per la progettazione di armature post-installate o gettate in opera, si ipotizza solitamente una tensione di aderenza uniforme e di valore pari alla media della reale tensione di aderenza valutata sull'intera lunghezza di ancoraggio (modello di tensione di aderenza uniforme).

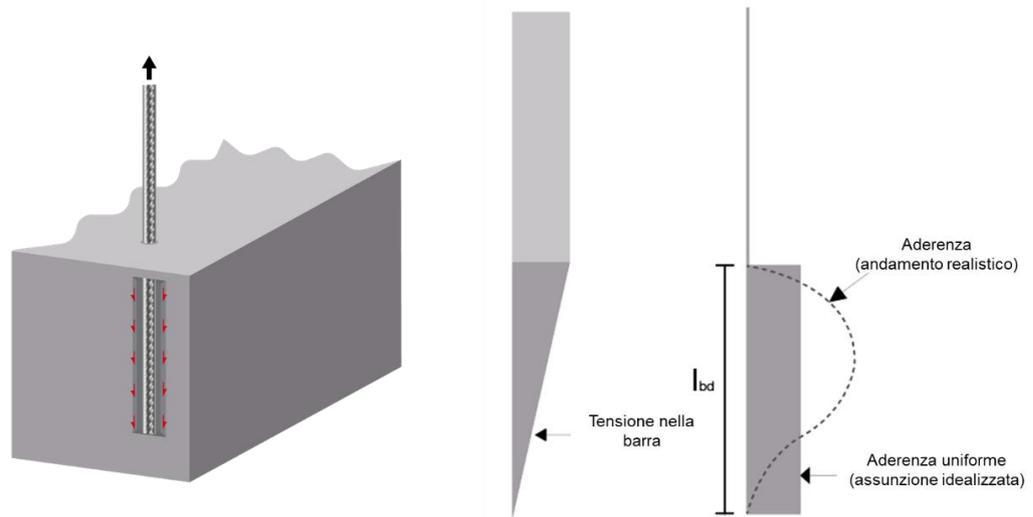


Figura 2.7. Variazione della tensione di aderenza lungo l'armatura caricata assialmente

Il meccanismo di trasferimento si basa principalmente sull'incastro meccanico creato dalle nervature presenti sulla superficie delle armature contro la resina circostante nel momento in cui l'armatura è caricata assialmente. In questo modo si creano puntoni di compressione (*compression struts*) che si irradiano partendo dalle nervature con un'inclinazione rispetto all'asse della barra. Questi rappresentano la tensione di aderenza che a sua volta genera una tensione di trazione anulare (*cylinder stress*) perpendicolare all'asse della barra. Quando questa tensione anulare supera la tensione di resistenza a trazione del calcestruzzo circostante, si verificano lo *splitting*, e la fessurazione con conseguente rottura del copriferro. In questo caso abbiamo una **rottura denominata *bond-splitting*** (fare riferimento a Figura 2.8). La modalità di rottura *bond-splitting* si verifica solitamente quando il confinamento passivo è limitato (di solito con un copriferro inferiore a 3ϕ o interasse ravvicinato delle armature).

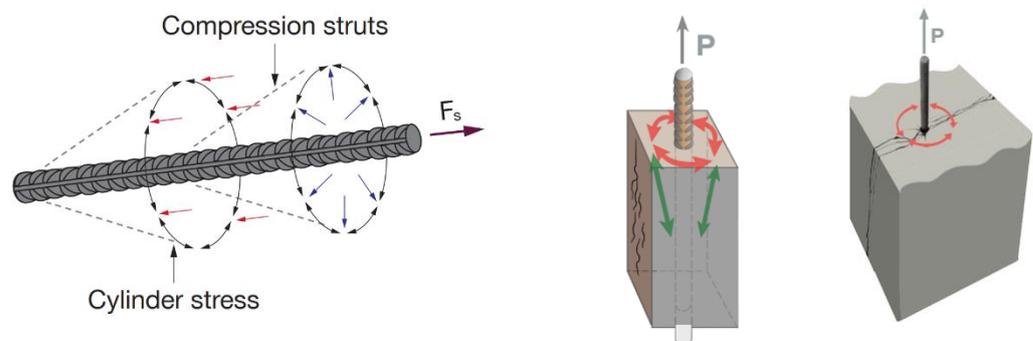


Figura 2.8. Campo dimensionale per la rottura bond-splitting di un'armatura caricata assialmente

Quando è presente un copriferro e/o un interasse adeguato, si ottiene un confinamento passivo sufficiente a portare allo sfilamento dell'armatura dalla resina circostante senza provocare danni significativi al substrato di calcestruzzo (ottenendo anche un livello di carico più elevato). Quando si presenta questa situazione, la capacità a trazione del calcestruzzo non viene raggiunta e non si verificano fessurazioni da *splitting*. Questo tipo di rottura è chiamata rottura per **sfilamento o pull-out** (vedi Fig. 2.9a). La terza modalità di rottura è lo **snervamento della barra di acciaio**. Grazie alla duttilità questa modalità di rottura viene promossa dalle normative più avanzate come quella (vedi Fig. 2.9b).

Si noti che il confinamento passivo del calcestruzzo circostante può essere ottenuto anche fornendo un'adeguata armatura trasversale che attraversi i piani di rottura per *splitting*. Il confinamento attivo può verificarsi anche quando sono presenti sollecitazioni trasversali di compressione che possono quindi ritardare l'insorgere della modalità di rottura per *bond-splitting*.

Nota: L'Eurocodice EN 1992-1-1 verrà indicato come EC2-1-1 in questo handbook.



a) Rottura per sfilamento, pull-out

b) Rottura per snervamento dell'acciaio

Figura 2.9. Modalità di rottura dell'armatura post-installata

È importante ricordare che il meccanismo di ancoraggio per aderenza è leggermente diverso nel caso di armature gettate in opera rispetto a quelle delle armature post-installate. Nei sistemi gettati in opera, l'armatura (e le sue nervature) è circondata principalmente da calcestruzzo. In questo caso, è presente una sola interfaccia nella lunghezza di ancoraggio che coincide con l'interfaccia armatura-calcestruzzo. Tuttavia, in un sistema di armature post-installate, ci sono due interfacce: l'interfaccia armatura-resina e l'interfaccia resina-calcestruzzo (vedi Figura 2.10). Pertanto, la resistenza di aderenza del sistema di armature post-installate può essere inferiore o superiore a quella del sistema di armature gettate in opera a seconda delle prestazioni della resina, della sua sensibilità al carico e a seconda delle condizioni ambientali (fare riferimento al Capitolo 3).

Nota: Le prestazioni delle armature post-installate dipendono dal prodotto.

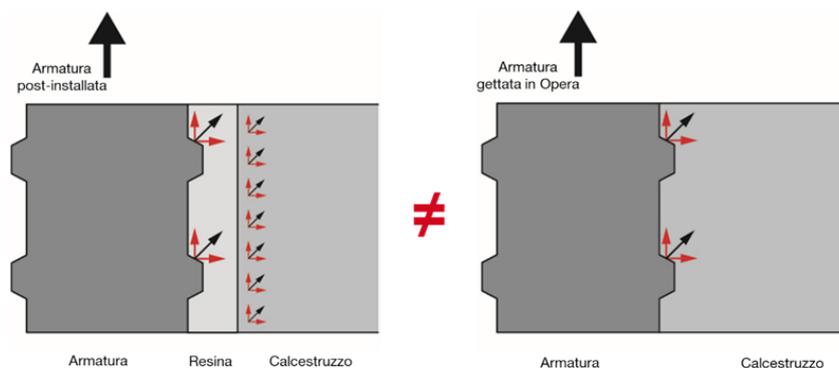


Figura 2.10. Meccanismi di trasferimento del carico (a) nell'armatura post-installata e (b) nell'armatura gettata

Oltre alle modalità di rottura legate all'aderenza delle barre d'armatura, ci sono casi in cui il confinamento attivo è assente, ovvero in assenza di puntoni globali/locali di compressione. In tali casi, si potrebbe verificare una rottura conica del calcestruzzo nella zona di ancoraggio (vedi Figura 2.11). Questa modalità di rottura è di natura fragile e, pertanto, la filosofia di progettazione EC2-1-1 [1] la evita andando a richiedere il posizionamento dell'ancoraggio delle armature in zone confinate. Altri approcci progettuali, come ad esempio EOTA Technical Report TR 069 [2], includono disposizioni per verificare la resistenza delle armature post-installate nei casi in cui non è possibile garantire l'assunzione di calcestruzzo confinato. Questo approccio si basa sulla **Teoria dell'ancorante** (per piastre di base) in contrapposizione alla **Teoria dei ferri di ripresa**. Le principali differenze tra i due approcci progettuali sono riassunte nella Tabella 2.11.

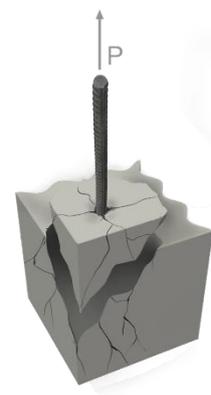


Figura 2.11. Rottura conica del calcestruzzo

Tabella 2.1. Differenze tra la Teoria dei ferri di ripresa e la Teoria dell'ancorante

Parametro	Teoria dei ferri di ripresa	Teoria dell'ancorante
Direzione del carico	Compressione/trazione assiale	Compressione/trazione assiale, taglio e combinazione*
Trasferimento del carico	Utilizza il confinamento attraverso l'equilibrio con puntoni locali/globali	Utilizza la resistenza alla trazione del calcestruzzo senza confinamento attivo
Modalità di rottura	Snervamento dell'acciaio, sfilamento, <i>bond-splitting</i>	Snervamento dell'acciaio, sfilamento, <i>bond-splitting</i> , rottura conica del calcestruzzo
Copriferro minimo	Dettato da EC2-1-1	Dettato dalla qualificazione del prodotto
Standard di progettazione	EC2-1-1	EOTA TR 069

* si noti che la progettazione degli ancoraggio dell'armatura secondo EOTA TR069 [2] non considera le forze di taglio agenti sulle armature come EC2-4 [3] ma applica lo stesso approccio di EC2-1-1 [1] per il trasferimento delle forze di taglio.

Il meccanismo portante degli ancoraggi senza sovrapposizione alle armature esistenti (tipicamente applicabile per aggiungere elementi strutturali trasversali a quelli esistenti, nodi a T) è diverso dalle giunzioni con sovrapposizione, in cui le forze di trazione e compressione vengono trasferite direttamente alle barre presenti nell'elemento esistente tramite puntoni locali (vedi Figura 2.12a). Negli ancoraggi senza sovrapposizione, si deve prestare particolare attenzione al trasferimento delle forze di trazione nell'elemento in calcestruzzo esistente. Tipicamente, questi ancoraggi all'estremità dell'elemento sono progettati per trasferire le forze di trazione e compressione attraverso modelli globali di puntoni e tiranti (disaccoppiate dal momento flettente applicabile o dalle forze assiali dirette, vedere Figura 2.12b). In questo modo, si presume che nel calcestruzzo non sia indotta una tensione di trazione diretta. In situazioni in cui non è possibile applicare il modello a tirante-puntone (ad esempio, carico di trazione predominante), è necessario verificare una potenziale rottura conica del calcestruzzo in aggiunta alle modalità di rottura per snervamento o sfilamento della barra post-installata (vedere Figura 2.12c).

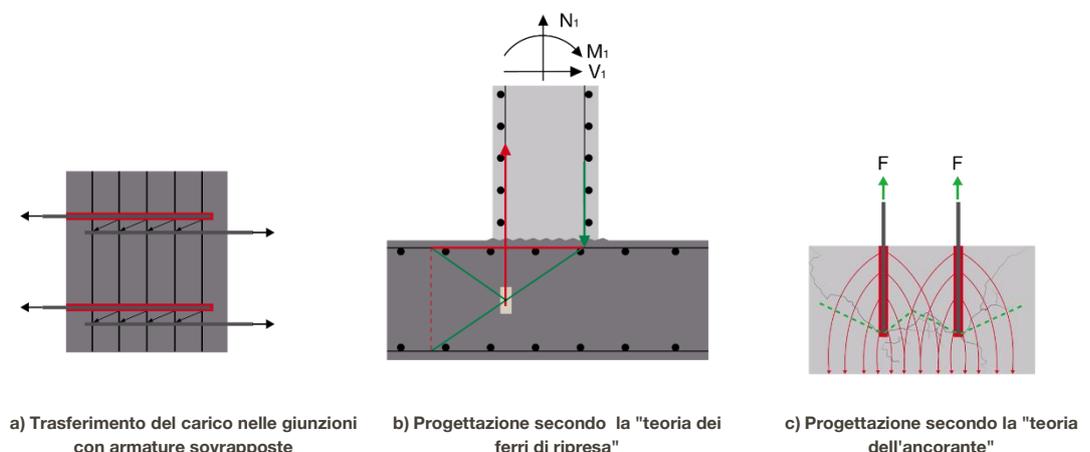


Figura 2.12. Meccanismi portanti

In genere, l'azione tagliente nell'interfaccia tra calcestruzzi gettati in tempi diversi deve essere verificata rispetto alla capacità di taglio del calcestruzzo seguendo le disposizioni delle normative di progettazione applicabili. Questo perché le armature post-installate di solito non sono progettate per resistere

direttamente al carico di taglio come nel caso della progettazione degli ancoranti post-installati che seguono le disposizioni di EC2-4 [3]. Tuttavia, le armature post-installate possono essere utilizzate anche per il trasferimento del taglio seguendo i principi meccanici dell'attrito di taglio nell'interfaccia come spiegato nella sezione seguente e come indicato negli standard e nelle linee guida più all'avanguardia (ad esempio, EC2-1-1 [3] e EOTA TR 066 [4])

2.2.2 Meccanismo di funzionamento – Ringrossi sezionali per taglio-attrito, *Overlay*

Le azioni che agiscono perpendicolarmente all'asse di un elemento strutturale come una trave (oppure un elemento bidimensionale come una soletta) si trasferiscono come sforzi longitudinalmente all'asse dell'elemento. È fondamentale garantire l'attivazione del trasferimento degli sforzi di taglio longitudinali attraverso i connettori di taglio per stabilire il funzionamento di una sezione trasversale composta. Ciò garantisce la piena resistenza strutturale della sezione trasversale ringrossata con l'aggiunta del nuovo strato di calcestruzzo (*overlay*). Qualora l'interfaccia non venisse rinforzata con connettori, tra gli strati di calcestruzzo si genererebbe, comunque, una connessione per adesione. Tuttavia, tale legame adesivo, viene compromessa quando si arriva a deformazioni relative tra 0,03 e 0,05 mm a causa delle fessurazioni lungo l'interfaccia tra i due elementi in calcestruzzo. In questo caso, gli strati di calcestruzzo si inflettono e si comportano indipendentemente l'uno dall'altro (vedi Figura 2.13a e Figura 2.13b). Il nuovo strato (*overlay*) si comporta essenzialmente solo come un carico piuttosto che contribuire alla resistenza strutturale. Pertanto, per garantire un collegamento più sicuro, più affidabile e con comportamento inteso come da progetto, il trasferimento del taglio nell'interfaccia deve avvenire principalmente attraverso tre meccanismi resistenti (vedi Figura 2.14a):

- Adesione / ingranamento degli aggregati
- Attrito di taglio
- Effetto spinotto del connettore

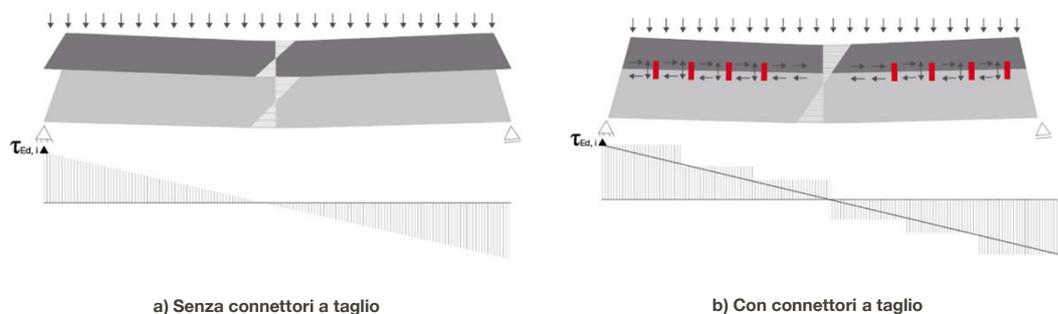


Figura 2.13. Sollecitazioni della sezione trasversale

Il meccanismo di **adesione** deriva principalmente da legami adesivi chimici tra le particelle del calcestruzzo vecchio e quello nuovo. Quando viene raggiunta la massima capacità portante del legame adesivo (che di solito avviene già per carichi di esercizio) si verifica il distacco all'interfaccia tra gli strati di calcestruzzo. Successivamente, le sollecitazioni di taglio vengono trasferite mediante incastro meccanico ossia **ingranamento degli aggregati** dovuto alla rugosità superficiale.

Con l'aumentare dello spostamento relativo tra gli strati di calcestruzzo, i connettori che attraversano l'interfaccia vengono sottoposti a sollecitazioni e possono cedere per snervamento dell'acciaio, per sfilamento o per altri possibili meccanismi di rottura lato calcestruzzo come la rottura conica oppure lo *splitting*. A causa della resistenza dei connettori e dello spostamento relativo tra gli strati in calcestruzzo, l'interfaccia è soggetta a compressione e le forze di taglio vengono trasmesse per **attrito**.

A causa dello spostamento relativo degli strati di calcestruzzo, anche il connettore a taglio post-installato è soggetto a una forza di taglio, che di solito viene indicata come **effetto spinotto (dowel)**.

La Figura 2.14b mostra il contributo individuale dei tre meccanismi di trasferimento di taglio all'interfaccia, ed è importante notare che questi tre meccanismi non sono simultanei. Con l'aumentare della scabrezza superficiale, la resistenza e la rigidità a taglio del giunto aumentano considerevolmente. Si noti inoltre che la distribuzione della resistenza tra i tre meccanismi resistenti varia. Nel caso estremo in cui l'interfaccia è molto ruvida, i connettori in corrispondenza del giunto sono soggetti principalmente a sollecitazioni di trazione, mentre con un'interfaccia liscia è predominante l'effetto spinotto.

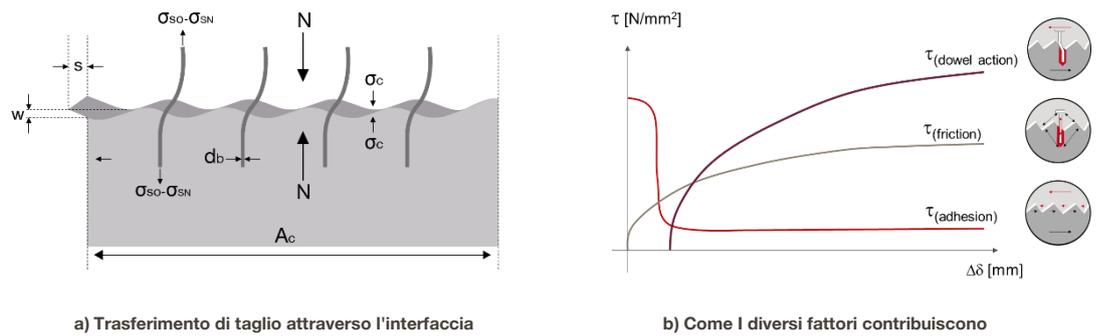


Figura 2.14. Meccanismi di trasferimento del taglio nell'interfaccia

3. QUADRO NORMATIVO PER LA QUALIFICAZIONE E LA PROGETTAZIONE

3.1 Panoramica del quadro normativo europeo

I collegamenti strutturali che utilizzano armature post-installate sono consentiti in tutte le applicazioni in cui anche le armature diritte gettate in opera sono progettate e costruite secondo le norme nazionali vigenti basate sugli Eurocodici. Tuttavia, l'idoneità dell'intero sistema di armature post-installate, compreso il materiale (resina e armature) e il metodo di installazione impiegato, deve essere paragonabile in termini di prestazioni con il sistema di armature gettate in opera (in termini di comportamento carico/spostamento al variare di una serie di parametri che lo possono influenzare). Questo va dimostrato da un organismo indipendente autorizzato. Solo sistemi di armature post-installate così qualificate possono essere progettati secondo le normative vigenti. Il regolamento sui prodotti da costruzione - CPR- (Regolamento UE n. 305/2011) stabilisce norme armonizzate per la

Nota: gli Eurocodici sono applicabili negli Stati membri del CEN congiuntamente alle relative normative nazionali (ad esempio, gli allegati nazionali ai singoli Eurocodici).

commercializzazione dei prodotti da costruzione in Europa. Il CPR fornisce le condizioni per l'immissione di un prodotto da costruzione sul mercato e stabilisce regole armonizzate su come esprimere le prestazioni dei prodotti da costruzione con la UE attraverso autorità governative come il Comitato Europeo di Normazione (CEN). Il **CEN** fornisce la piattaforma per lo sviluppo di codici, norme e altri documenti tecnici europei in relazione a vari tipi di prodotti, materiali, servizi e processi. Gli **Eurocodici (EC)** e le norme pubblicate dal CEN fungono da documenti di riferimento per progettare e costruire, dimostrare la conformità, specificare i contratti di opere edili e di ingegneria civile, oltre a fornire un quadro normativo per l'elaborazione di specifiche tecniche armonizzate per i prodotti da costruzione, le opere di costruzione e i relativi servizi di ingegneria.

La valutazione delle prestazioni dei sistemi di armature post-installate è regolata dai **documenti per la valutazione europea (EAD)** sviluppati dall'Organizzazione Europea per la Valutazione Tecnica (**EOTA**) che comprende tutti gli organismi di valutazione tecnica (TAB) designati dagli Stati membri dell'Unione europea e dello Spazio economico europeo (ad esempio, DIBt in Germania, CSTB in Francia, ITC-CNR in Italia, ecc.). Le EAD riguardano i presupposti, le ipotesi, le prove richieste, le valutazioni delle caratteristiche essenziali di prestazione e i relativi criteri di qualificazione. I sistemi costruttivi vengono qualificati secondo EAD preposte, successivamente le performance definite e indicate in specifici documenti nominati **valutazioni tecniche europee (o meglio, ETA)**. **Queste ETA sono emesse dagli organismi di valutazione tecnica (TAB) e** mostrano le caratteristiche prestazionali qualificate dei prodotti, i metodi di installazione che sono stati valutati e il riferimento normativo per la progettazione.

L'EOTA coordina sia le richieste di qualificazioni ETA da parte dei produttori sia le richieste di procedura per l'adozione di nuove EAD. Inoltre, come supplemento alle norme europee, l'EOTA elabora nominati **Technical Reports (TR)** che sono documenti di supporto per le EAD che contengono aspetti dettagliati relativi ai prodotti da costruzione, quali la progettazione, l'esecuzione e la valutazione delle prove. Una panoramica di alto livello del quadro normativo europeo è illustrata in Figura 3.1.

Nota: l'EOTA è responsabile della valutazione dei prodotti da costruzione (nel caso in cui non esista una EN armonizzata). Le norme di progettazione sono gestite dal CEN. Tuttavia, se non esiste alcun metodo di progettazione normato per un prodotto da costruzione e per il suo uso previsto, l'EOTA fornisce anche i documenti di progettazione (in genere emessi come Technical Report TR). Tali documenti di progettazione non devono essere in contraddizione o in conflitto con i documenti di progettazione del CEN.



Figura 3.1. Quadro europeo per la progettazione e qualificazione di soluzioni con armature post-installate

3.2 Progettazione delle armature post-installate

3.2.1 Progettazione secondo Eurocodice

Nota: Gli Eurocodici vengono indicati come segue in questo manuale, ad esempio EN 1992-1-1 come EC2-1-1.

Ampi programmi di ricerca (condotti individualmente e/o in istituzioni accademiche in tutto il mondo, ad esempio, [5],[6]) hanno contribuito allo sviluppo della valutazione completa secondo EAD 330087 [7]. Questa valutazione specifica ruota attorno al concetto di equivalenza delle prestazioni (cioè tensione di aderenza e comportamento carico-spostamento) tra un sistema di armature post-installate e un sistema di armature gettate in opera. Le questioni chiave includono la robustezza del sistema di armature post-installate con riferimento a condizioni ambientali e di carico avverse, nonché le loro modalità d'installazione.

Pertanto, il metodo di progettazione e le varie prescrizioni per le armature gettate in opera secondo EC2-1-1 [1] possono essere utilizzati anche per i sistemi di armature post-installate valutati secondo la EAD 330087 [7]. La lunghezza di ancoraggio di base, la lunghezza di ancoraggio di progetto e la lunghezza di sovrapposizione per la connessione di due elementi in calcestruzzo, sono calcolate utilizzando la Sezione 8 di EC2-1-1 [1]. La Figura 3.2 mostra schematicamente la tensione di aderenza delle barre gettate in opera secondo EC2-1-1 [1] in funzione dello spessore del copriferro normalizzato rispetto al diametro delle barre di armatura. L'unica limitazione è che con le armature post-installate si possono realizzare solo connessioni con sovrapposizione oppure ancoraggi in cui la barra non deve essere necessariamente piegata all'interno dell'elemento ma può essere applicata anche dritta. In modo analogo, le prescrizioni del EC2-1-2 [8] e EC8-1 [9] possono essere applicate quando si considerano rispettivamente l'esposizione al fuoco e le azioni sismiche.

Nota: EC2-1-1 [1] non riporta disposizioni specifiche per la progettazione di connessioni con armature post-installate. Tuttavia, l'EAD 330087 [7] fa riferimento a EC2-1-1 come documento standard per la progettazione per i sistemi di armature post-installate, valutati e testati secondo quest'ultimo.

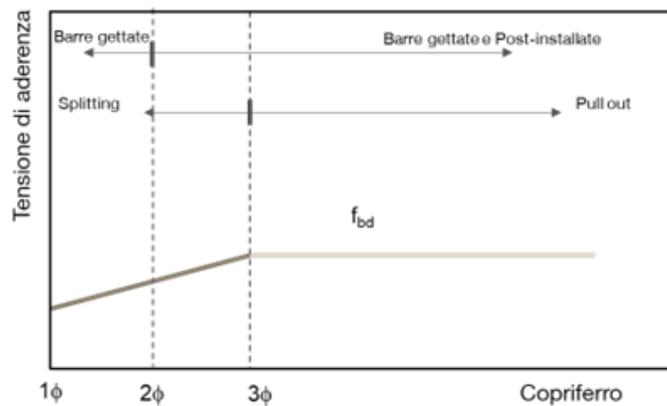


Figura 3.2. Tensione di aderenza secondo EC2-1-1 [1]

3.2.2 Applicazioni coperte dal EC2-1-1

Le disposizioni presenti nel EC2-1-1 [1] possono essere utilizzate per progettare le applicazioni elencate sotto (vedere Figura 3.3). Come discusso nel Capitolo 2, in queste applicazioni non si verifica una rottura conica.

- **Ancoraggio per nodi a cerniera.** L'elemento strutturale nuovo è vincolato a cerniera e non trasmette momenti flettenti, come potrebbe essere il caso di travi/solette collegate a colonne/pareti.
- **Ancoraggio per nodi sollecitati a compressione.** Il nuovo elemento strutturale trasmette solo carico di compressione, come potrebbe essere il caso di una colonna o una parete parete collegata a una soletta/fondazione.
- **Ancoraggio con creazione di nodi rigidi (sollecitati a momento flettente).** Si ipotizza che le forze di trazione generate siano bilanciate da puntoni locali e globali creati considerando appropriati modelli tirante-puntone. Esempi di questa applicazione sono un pilastro o una parete collegata a solaio/fondazione oppure una trave o soletta collegata a pilastro/parete.
- **Sovrapposizione con l'armatura esistente che sono** tipicamente sono estensioni di elementi strutturali come solai/travi/colonne/pareti.
- **Overlay, connessioni a taglio-atrito tra due strati di calcestruzzo.** Tipica applicazione di rinforzo grazie al ringrosso sezionele dell'elemento strutturale. L'utilizzo di armature post-installate come connettori è tipicamente limitato ai casi dove gli strati da connettere hanno uno spessore tale da permettere l'installazione adeguata lunghezza di infissione come da progetto (in pratica, solo applicazioni con elementi e ringrossi sezionele spessi).

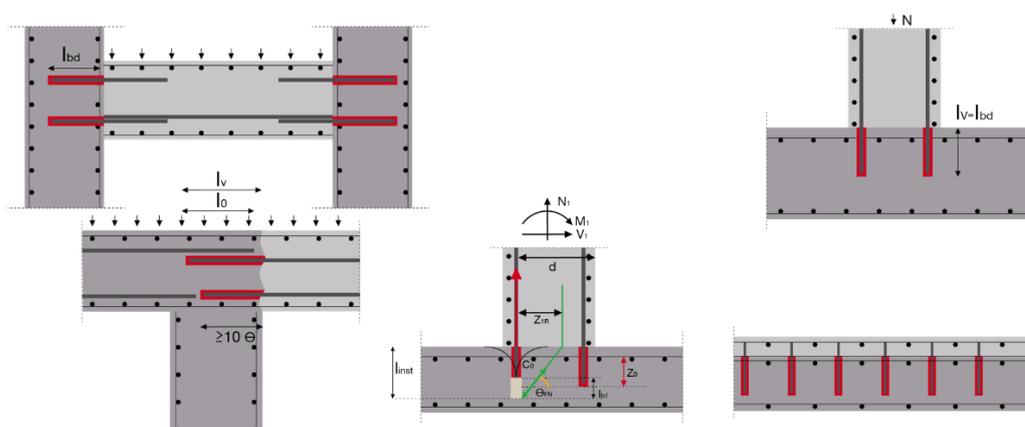


Figura 3.3. Applicazioni di armature post-installate coperte da EC2-1-1 [1]

Si può fare riferimento ai Capitoli 5, 6 e 7 per maggiori dettagli sulle disposizioni progettuali del EC2-1-1 [1] rispettivamente per le giunzioni con armature sovrapposte, ancoraggi senza armature sovrapposte e applicazioni di taglio-atrito per i ringrossi sezionali (Overlay). Sono inclusi requisiti specifici per le armature post-installate.

3.2.3 Applicazioni coperte da EOTA TR 069

L'EOTA TR 069 [2] fornisce un metodo di progettazione per le giunzioni con armature post-installate di nuovi elementi strutturali che trasmettono momenti flettenti a quelli esistenti, ossia nodi rigidi, basato sul **miglioramento del comportamento in termini di *bond-splitting***. In questo metodo vengono presi in considerazione diverse modalità di rottura come lo snervamento dell'acciaio, la rottura conica del calcestruzzo e il *bond-splitting*. Inoltre, l'EAD 332402 [10] e le sue varianti [11] e [12], consentono una valutazione realistica della tensione di aderenza per il prodotto specifico esaminato. Figura 3.4 mostra schematicamente le prestazioni in termini di tensione di aderenza in funzione del copriferro e della lunghezza d'ancoraggio (parametrizzata rispetto al diametro della barra di armatura). Solitamente si verifica che i valori effettivi della tensione di aderenza dei sistemi di armature post-installate sono superiori ai valori limite della tensione di aderenza secondo EC2-1-1 [1] per le barre gettate in opera, come si vede in Figura 3.4.

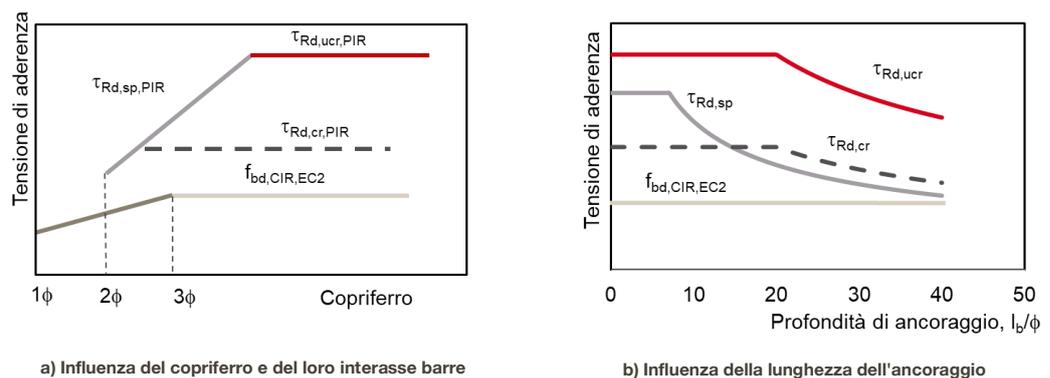


Figura 3.4. Rappresentazione della tensione di aderenza per barre gettate (CIR) e barre post-installate (PIR) in funzione di vari parametri.

Nota: EOTA TR 069 consente una tensione di aderenza delle resine qualificate maggiore rispetto a EC2-1-1.

Con il nuovo standard di progettazione EOTA TR 069 [2], unitamente a prodotti qualificati attraverso valutazioni conformi a l'EAD pertinenti, è possibile superare i limiti del campo applicativo discussi nella Sezione 3.2.1. Infatti, è possibile progettare le seguenti applicazioni aggiuntive con armature post-installate (Vedere Figura 3.5):

- Nodo rigido pilastro-soletta/fondazione
- Nodo rigido parete-soletta/fondazione
- Nodo rigido soletta-parete
- Nodo rigido trave-parete/pilastro

Su può fare riferimento al Capitolo 6 per i dettagli progettuali dell'ancoraggio delle barre d'armatura post-installate secondo le disposizioni EOTA TR069 [2].

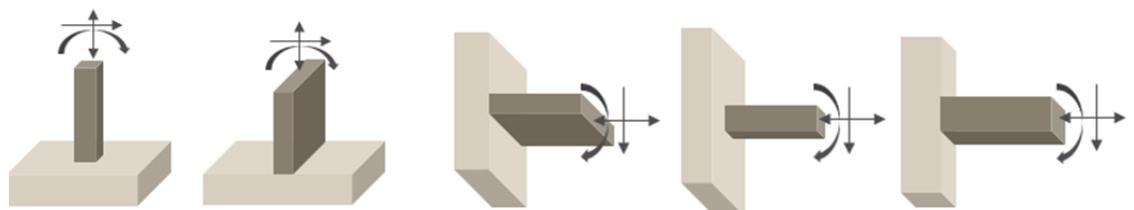


Figura 3.5. Applicazioni tipiche coperte da EOTA TR 069 [2]

3.3 Qualifica degli ancoranti chimici per armature post-installate

3.3.1 Qualifica secondo EAD 330087 per progettazione con EC2-1-1

L'EAD 330087 [7] copre la valutazione (qualificazione) dei sistemi di connessione con armature post-installate diritte ancorate con resine chimiche nel calcestruzzo, da progettare secondo EC 2-1 [1]. La valutazione dei sistemi post-installati secondo L'EAD 330087 [7] introduce i criteri per stabilire la loro equivalenza con le armature gettate in opera. Questa EAD copre le applicazioni di giunzione con barre post-installate in strutture soggette a carico statico o quasi statico (EC2-1-1 [1]), carico sismico (EC8-1 [9]) ed esposte al fuoco (EC2-1-2 [8]). È opportuno evidenziare che la EAD 330087 [7] ha sostituito il precedente documento sui criteri di valutazione EOTA TR 023 [13]. Il background scientifico di questo metodo di valutazione può essere trovato nel lavoro di diversi ricercatori, ad esempio, [5], [6], [14], [15], e [16].

I test per la valutazione delle prestazioni e la determinazione delle caratteristiche essenziali vengono condotti in configurazioni simili a quelle per l'armatura gettata in opera, in cui è lo sfilamento che determina il comportamento. Sono prescritte prove di trazione di riferimento in calcestruzzo fessurato e non fessurato per diverse classi di calcestruzzo, in varie condizioni come, ad esempio, per valutare la robustezza nei confronti di condizioni ambientali e di carico avverse, etc. Il sistema di armature post-installato può essere valutato per una vita utile di progetto di 50 o 100 anni. A valle dei test i valori determinati di queste caratteristiche vengono pubblicati in una ETA. I requisiti chiave verificati dai test di prequalificazione EAD sono illustrati in Figura 3.6:

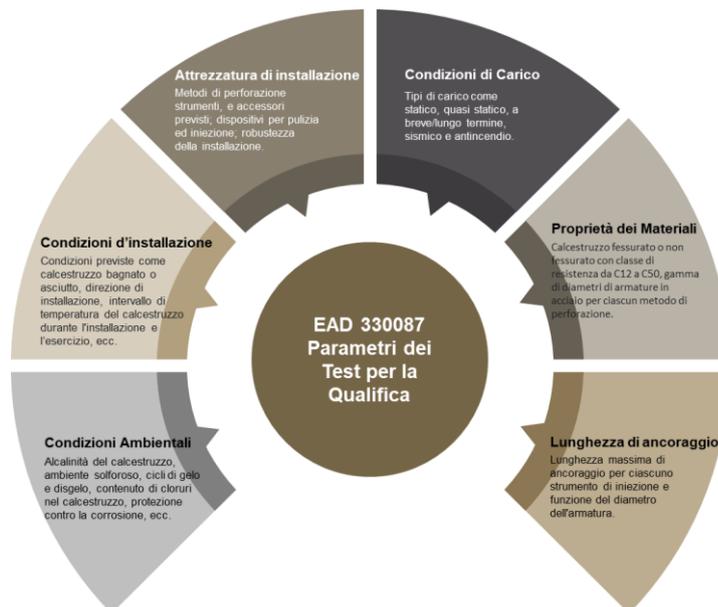


Figura 3.6. Ambito di valutazione dei sistemi di armature post-installati secondo EAD 330087 [7]

Nota: I sistemi di armature post-installate con marcatura CE secondo EN 1504-6 non devono essere utilizzati per applicazioni strutturali.

Un metodo di valutazione alternativo per un sistema di armature post-installate all'EAD 330087 [7] è fornito dalla EN 1504-6 [17]. Entrambe le valutazioni consentono la marcatura CE di un prodotto. Tuttavia, le differenze in termini di parametri valutati sono significative, come mostrato nella Tabella 3.1.

Tabella 3.1. Confronto della valutazione dei sistemi di armature post-installati secondo EAD 330087 e EN 1504-6

Parametro	EAD 330087 [7]	EN 1504-6 [17]
Classe del calcestruzzo	C20/25 – C50/60	C(0,40) rif. EN 1766 [18] (C50/60)
Calcestruzzo non fessurato	✓	✓
Calcestruzzo fessurato	✓	-
Sensibilità alle condizioni di installazione	✓	-
Installazione a basse e alte temperature	✓	-
Metodo di foratura	✓	⚠ (non spec. nel marchio CE)
Direzione del foro	✓	
Carico sostenuto a 21°C	✓ (50/100 anni)	⚠ (3 mesi)
Carico sostenuto a temperature elevate	✓ (50/100 anni)	-
Cicli di gelo-disgelo	✓	-
Resistenza all'alcalinità	✓	-
Protezione dalla corrosione	✓	-

3.3.2 Qualifica secondo EAD 332402 per progettazione con EOTA TR 069

Oltre alla valutazione secondo l'EAD 330087 [7], che ha alcune limitazioni per quanto riguarda l'ambito applicativo, i sistemi di connessione con barre di armatura post-installate vengono valutati in modo più completo con la EAD 332402 [10] in termini di caratteristiche prestazionali dipendenti dal prodotto utilizzando la valutazione (vedi Figura 3.7). I prodotti qualificati secondo questa EAD [10] e le loro caratteristiche prestazionali possono essere utilizzati per progettare in modo più efficiente secondo l'EOTA TR 069 [2]. Inoltre, l'EAD 332402 [10] (e le sue varianti) hanno superato delle limitazioni dell'EAD 330087 [7] riguardanti la valutazione delle prestazioni dell'armatura post-installata. Infatti, nella progettazione secondo EOTA TR 069 [2] si considera un comportamento in termini di *bond-splitting* migliorato. Questo miglioramento vale sia per la condizione di calcestruzzo fessurato sia per il non fessurato. Il background scientifico per l'EAD 332402 [10] e l'EOTA TR 069 [2] è fornito da [19], [20], [21] e [22].

Nota: La valutazione delle prestazioni secondo l'EAD 332402 [10] è applicabile solo per i sistemi di connessione di barre di armatura post-installate pre-qualificati anche secondo l'EAD 330087 [7] e l'EAD 330499 [25]. La Figura 3.7 illustra brevemente la combinazione di queste valutazioni.

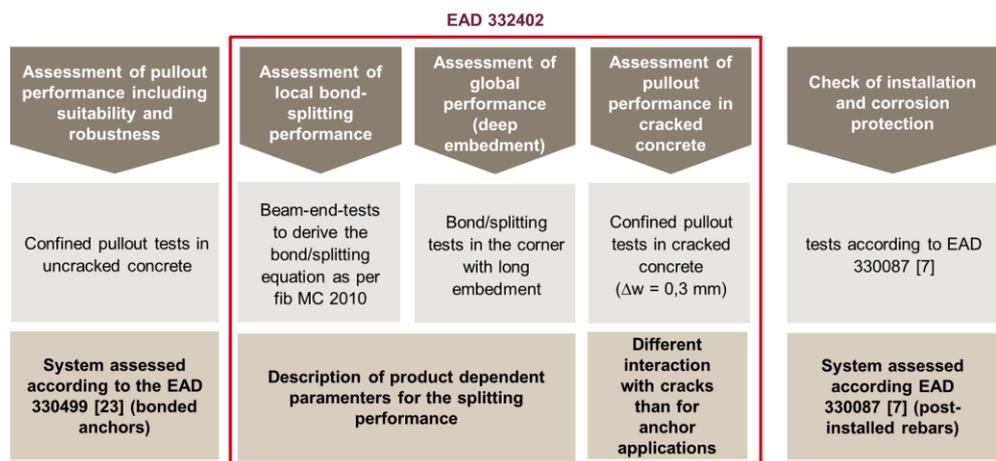


Figura 3.7. Valutazione delle armature post-installate secondo EAD 332402 [10]

L'evoluzione dei metodi di qualificazione e progettazione delle armature post-installate negli ultimi due decenni è illustrata in Figura 3.8.

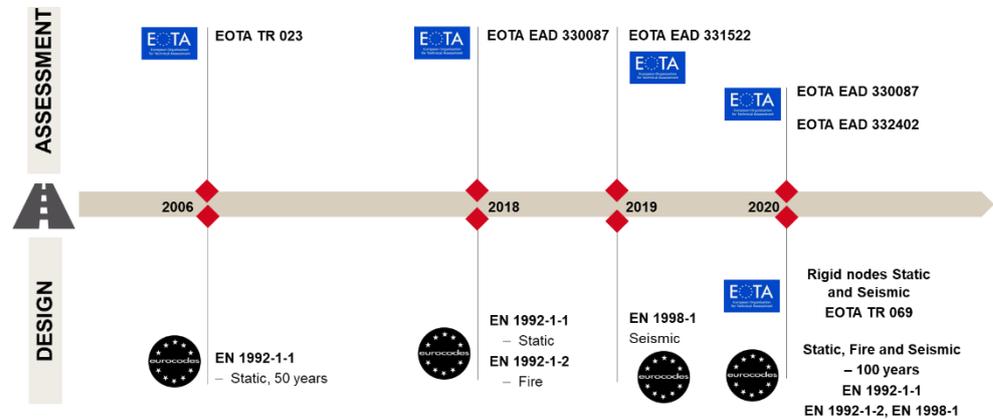


Figura 3.8. Evoluzione dei metodi di valutazione e progettazione delle armature post-installate

Nota:

(i) Le armature post-installate sono generalmente progettate per resistere solo a forze assiali e non al trasferimento del taglio all'interfaccia. Pertanto, le verifiche a taglio nell'interfaccia devono essere condotte secondo le norme e gli standard applicabili (ad esempio, EC2-1-1 [1]).

(ii) Ulteriori verifiche devono essere eseguite secondo le norme e gli standard applicabili e devono considerare considerino tutte le modalità di rottura del calcestruzzo esistente e nuovo, come la resistenza al taglio dei pannelli nodali e il trasferimento locale delle forze nell'elemento esistente.

3.4 Progettazione con connettori a taglio post-installati - *Overlay*

3.4.1 Progettazione secondo EC2-1-1

La progettazione delle giunzioni per attrito di taglio tra due strati di calcestruzzo gettati in tempi diversi (*Overlay*) è regolata dalle disposizioni della Sezione 6.2.5 del EC2-1-1 [1]. Tuttavia, le disposizioni progettuali descritte in questo Eurocodice [1] riguardano solo le applicazioni con un ancoraggio completo delle armature utilizzate come spinotti su entrambi i lati dell'interfaccia. Con ancoraggio completo ci si riferisce al caso in cui lo snervamento dell'acciaio è assicurato. Questa condizione non può essere soddisfatta in molti interventi, in cui gli elementi strutturali in cemento armato vengono rinforzati ringrossando la sezione trasversale con l'aggiunta di uno strato sottile di calcestruzzo oppure nei casi in cui l'elemento esistente ha spessori limitati. Per questo motivo, EOTA ha sviluppato una linea guida di progettazione specifica per affrontare tali applicazioni, ovvero l'EOTA TR 066 [4] "*Design and requirements for construction works of post-installed shear connection for two concrete layers*" [4].

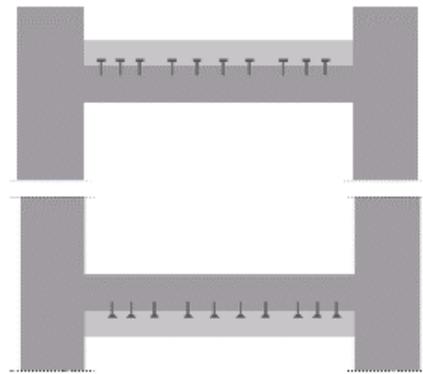
3.4.2 Progettazione secondo EOTA TR 066

Questo metodo di progettazione mira a rinforzare gli elementi strutturali aggiungendo un nuovo strato di calcestruzzo, *Overlay*, ossia ringrossando la sezione. Gli ancoranti, utilizzati come connettori a taglio (spinotti) nell'interfaccia tra i due calcestruzzi, possono essere ancoranti meccanici a vite oppure sistemi post-installati con resine chimiche e devono avere una testa con simmetria radiale nel nuovo strato di calcestruzzo.

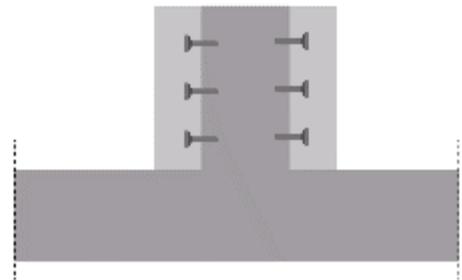
EOTA TR 066 [4] permette la progettazione e il dimensionamento di queste connessioni e dell'interfaccia considerando tutte le componenti del meccanismo portante (**adesione/ingranamento, attrito e effetto spinotto**) e altri fattori specifici del prodotto riportate nell'ETA pertinente.

Applicazioni tipiche coperte da EOTA TR 066

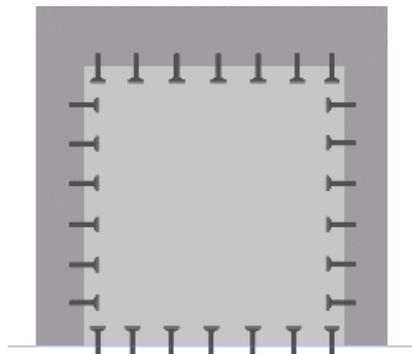
Come anticipato, con il nuovo metodo di progettazione EOTA TR 066 [4] e connettori a taglio post-installati qualificati e valutati attraverso l'EAD 332347 [23], si superano i limiti applicativi dell'EC2-1-1 [1] (dimensione degli spessori). Quindi possono essere progettate una serie di applicazioni tipiche di ringrosso e rinforzo sezionale (fare riferimento a Figura 3.9):



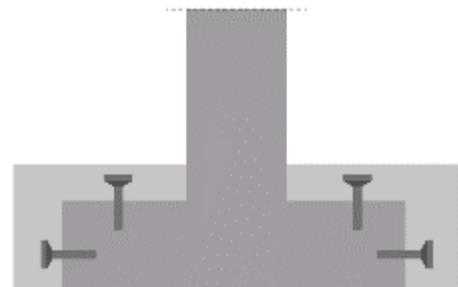
a) Ringrosso di travi/solai nell'estradosso o intradosso



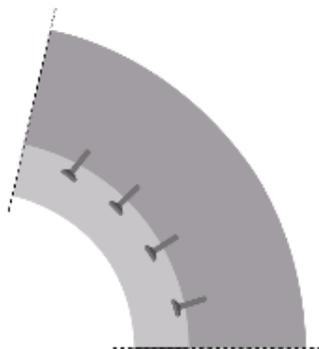
b) Ringrosso di colonne/pareti



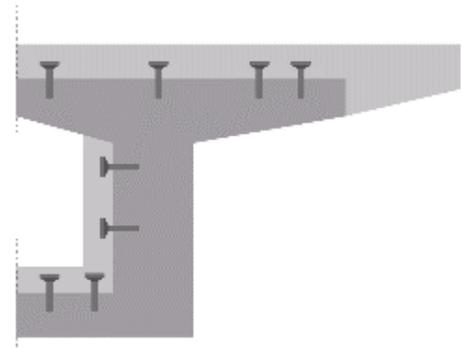
c) Collegamento di pareti di taglio al telaio



d) Ringrosso e rinforzo di fondazioni



e) Rifacimento-rinforzo di calotte in gallerie



f) Rinforzo trave/impalcato di ponte

Figura 3.9. Applicazioni tipiche con connettori a taglio post-installati coperte da EOTA TR 066 [4]

3.5 Qualifica dei connettori a taglio post-installati

3.5.1 Qualifica secondo EAD 332347 per progettazione secondo EOTA TR 066

Lo scopo dell'EAD 332347 [23] (e della sua variante per coprire le azioni sismiche [24]) è quello di fornire metodi di valutazione per le caratteristiche essenziali per la progettazione dei connettori a taglio post-installati che vengono utilizzati per il rinforzo strutturale sotto carico statico, quasi statico, sismico e di fatica secondo EOTA TR 066 [4]. I connettori a taglio post-installati sono di diverse tipologie in base alla loro forma e ai principi di funzionamento:

La parte del connettore nel calcestruzzo esistente, può essere ancorata chimicamente con prodotti conformi alla EAD 330499 [25] oppure meccanicamente utilizzando ancoranti a vite per calcestruzzo conformi alla EAD 330232 [26] (vedi Figura 3.10). Si può fare riferimento al manuale per connessioni acciaio-calcestruzzo per ulteriori dettagli sui criteri di valutazione dei prodotti. La parte del connettore nello strato di calcestruzzo nuovo è ancorata mediante incastro meccanico attraverso la sagoma dell'ancorante o la forma della sua testa (fare riferimento EAD 332347 [23]):

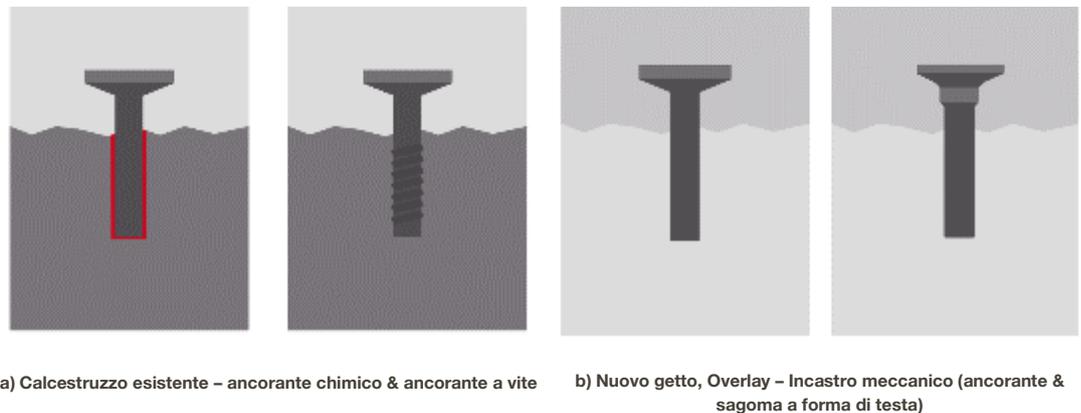


Figura 3.10. Tipi di connettori a taglio post-installati nel calcestruzzo esistente e nel nuovo strato (*overlay*) coperti dalla EAD 332347

La valutazione dei connettori a taglio sotto carico statico e quasi statico si basa sulle proprietà del materiale (duttilità dell'acciaio) e sulla geometria della sezione trasversale (rigidezza flessionale) dei connettori. Per valutare l'idoneità a resistere alla fatica e all'azione sismica, sono state progettate opportune prove. Inoltre, le prestazioni dei connettori sono valutate seguendo i principi della Teoria dell'Ancorante per le piastre di base (fare riferimento alla Tabella 2.1) per consentire la verifica a sfilamento che è rilevante per il calcolo della resistenza a taglio dell'interfaccia secondo le disposizioni dell'EOTA TR 066 [4].

Per i connettori a taglio vengono eseguite prove di trazione dedicata a valutare la prestazione nelle categorie sismiche C1 e C2 secondo EC2-4 [3]. Inoltre, vengono eseguite prove per la valutazione dei parametri dell'interfaccia di taglio per il carico di fatica e il carico sismico secondo l'EAD 332347 [23]. Le prestazioni valutate e i relativi valori sono pubblicati nelle ETA del singolo prodotto. L'evoluzione dei metodi di valutazione e progettazione dei connettori a taglio è illustrata in Figura 3.11.



Figura 3.11. Evoluzione dei metodi di valutazione (qualificazione) e progettazione dei connettori a taglio post-installati

3.6 Sommario

Le informazioni essenziali per progettare (secondo i rispettivi documenti di valutazione, le EAD) le giunzioni di elementi strutturali tramite armature post-installate e ringrossi sezionali con connettori a taglio post-installati sono riassunti nella Tabella 3.2.

Tabella 3.2. Sintesi della progettazione e della valutazione dei sistemi di connessione delle armature post-installati

Parametro di valutazione/progettazione	EAD 330087	EAD 332402	EAD 332347
Tipo di carico	Statico, sismico e fuoco	Statico, sismico e incendio	Statico, sismico e fatica
Metodo di progettazione	EC2-1-1, EC2-1-2, EC8-1	EOTA TR 069	EOTA TR 066
Campo di applicazione	Applicazioni secondo EC2-1-1 (es. giunzioni con armature sovrapposte)	Ancoraggi terminali in nodi rigidi resistenti momento	Interfacce ad attrito di taglio. Connettori a taglio per ringrossi sezionali
Modalità di rottura	Snervamento acciaio, <i>pull-out</i> , <i>splitting</i>	Snervamento acciaio, cono di calcestruzzo e <i>bond-splitting</i>	Secondo la teoria dell'ancorante (EC2-4)
Copriferro minimo	2 ϕ	2 ϕ	5 ϕ
Confinamento sufficiente del calcestruzzo	Si assume confinamento da puntoni locali o globali	Non si assume un confinamento	Non si assume un confinamento
Lunghezza minima d'ancoraggio	$l_{b, \min}$ o $l_{0, \min}$ secondo EC2-1-1 (tipicamente $l_{b, \min} = 10 \phi$ e $l_{0, \min} = 15 \phi$)		40 mm
Lunghezza massima d'ancoraggio	60 ϕ (tipicamente)	60 ϕ (tipicamente)	20 ϕ
Vita utile	50 / 100 Anni	50 / 100 Anni	50 Anni

Tabella 3.3. Riepilogo delle valutazioni e dei metodi di progettazione per le connessioni calcestruzzo-calcestruzzo post-installate

	Estensione con armature sovrapposte / ancoraggio per nodo a cerniera			Ancoraggio per nodo rigido			Rinforzo con ringrosso sezionale, Overlay		
	Statico	Sismico	Fuoco	Statico	Sismico	Fuoco	Statico	Sismico	Fuoco
Carichi									
Vita utile	50 / 100 anni			50 / 100	50 / 100 anni		50 / 100 anni	50 anni	
Valutazione prodotto	EAD 330087			EAD 330087 / 332402	EAD 332042		EAD 330087 / 332347	EAD 332347	
Dati tecnici	ETA I			ETA I / ETA II	ETA II	NA	ETA I / ETA III	ETA III	NA
Metodo di progettazione	EC2-1-1	EC8-1	EC2-1-2	EC2-1-1 / EOTA TR 069	EOTA TR 069		EC2-1-1 / EOTA TR 066	EOTA TR 066	

Nota: Gli Eurocodici vengono richiamati dalla EAD 330087 [7] e l'ETA, ma allo stato attuale non fanno riferimento esplicito alle armature post-installate

Nella Tabella 3.3 è presentata una sintesi dei metodi di progettazione, la valutazione e qualifica del prodotto (EAD), dati tecnici (ETA) nonché i campi di applicazione per la giunzione degli elementi strutturali tramite armature post-installate e il rinforzo sezionale tramite connettori a taglio post-installati.

3.7 Il calcestruzzo armato

Per utilizzare il quadro europeo per la qualifica dei sistemi post-installati, dei metodi di progettazione e delle tecniche di installazione, devono essere soddisfatte le proprietà dei materiali in calcestruzzo armato riportate nelle seguenti due sezioni.

3.7.1 Le proprietà richieste per il calcestruzzo:

Il calcestruzzo a cui si fa riferimento nel presente manuale per i sistemi di connessione post-installati (armature post-installate o connettori a taglio) deve essere progettato, prescritto, prodotto, trasportato, posizionato, compattato, maturato e collaudato secondo i requisiti degli Eurocodici e delle norme applicabili. Il calcestruzzo deve inoltre soddisfare i seguenti requisiti:

1. Calcestruzzo normale (senza fibre) conforme alla EN 206 [27] con classi di resistenza da C12/15 a C50/60 (secondo l'ETA dei sistemi di armature post-installate) e da C20/25 a C50/60 (secondo l'ETA dei connettori a taglio post-installati).
2. Il calcestruzzo normale non armato deve comunque rispettare i dettagli costruttivi minimi come da EC2-1-1 [1] quando viene utilizzato per scopi strutturali.
3. Il calcestruzzo deve essere privo di carbonatazione.
4. Il contenuto massimo consentito di cloruri nel calcestruzzo per l'uso previsto secondo la Tabella 15 della norma EN 206 [27] è Cl 0,20 % o 0,40 % (percentuale relativa al contenuto di cemento) a seconda dell'ETA del prodotto.

3.7.2 Le proprietà richieste per l'armatura:

Le barre d'armatura a cui si fa riferimento in questo manuale sono di acciaio laminato a caldo o barre srotolate da coil le cui proprietà sono conformi alle norme EN 10080 [28], alle disposizioni dell'Allegato C del EC2-1-1 [1] (classe B o C) e alle normative nazionali applicabili (ad esempio, allegati nazionali agli Eurocodici). Riassumendo, le armature nei sistemi post-installati devono soddisfare i seguenti requisiti:

1. Il diametro minimo e massimo delle armature deve essere conforme a quanto riportato nell'ETA pertinente.

Nota: Contattare Hilti per applicazioni in diversi tipi di calcestruzzo (ad es. C90/105 o calcestruzzo leggero).

2. La lunghezza minima e massima di ancoraggio delle armature deve essere conforme alle norme EC2-1-1 [1] e all'ETA pertinente.
3. Il grado delle armature deve essere compreso tra 400 e 600 MPa in modo conforme alla norma EC2-1-1 [1]
4. L'altezza della nervatura dell'armatura deve essere compresa nell'intervallo $0.05 \cdot \phi \leq h_{rib} \leq 0.07 \cdot \phi$
5. Il valore minimo dell'area delle nervature $\cdot f_R$ delle armature deve essere conforme alla norma EC2-1-1 [1]
6. Il diametro esterno massimo dell'armatura, che circonda la nervatura, deve essere $1.14 \cdot \phi$

Nota: Contattare il supporto tecnico Hilti per la progettazione di applicazioni che utilizzano materiali e proprietà dei materiali diversi da quelli menzionati in questa sezione.

4. SOLUZIONI HILTI

4.1 Prodotti per l'ancoraggio di armature post-installate

Per la gamma completa delle applicazioni con sistemi di armature post-installate fare riferimento al Capitolo 2 e 3. Le principali soluzioni Hilti che sono dotate di ETA e valutate in base alle EAD applicabili vengono presentati nella Tabella 4.1.

Tabella 4.1 I principali prodotti qualificati per applicazioni con armature post-installate.

PRODOTTI	HIT-RE 500 V4	HIT-HY 200-R V3	CT-1*	FP700-R*
				
Diametro dell'armatura	Da 8 a 40 mm	Da 8 a 40 mm	Da 8 a 25 mm	Da 8 a 40 mm
Progettazione	EC2-1 & TR069	EC-2-1 & TR069	EC2-1	EC2-1
Approvazione	ETA 20/0539, 20/0540	ETA 19/0600, 19/0665	ETA 11/0390	ETA 21/0624
Condizioni di carico	Statico, sismico e fuoco	Statico, sismico e fuoco	Statico e fuoco	Statico, sismico e fuoco
Vita utile max.	100 anni **	100 anni	50 anni	100 anni
Temp. d'installazione min /max	-5°C / +40°C	-10°C / +40°C	-5°C / +40°C	+5°C / +40°C
Tempo di lavorazione @ 20°C	30 min	9 min	4 min	20 min
Tempo di indurimento @ 20°C	7 ore	60 min	75 min	10 g
Metodo di perforazione***	HD, HDB, HD+RT, HD, CA	HD, HDB, HD+RT, CA	HD, HDB, CA	HD, HDB, HD+RT, CA
Profondità max.	3200 mm	1000 mm	700 mm	2500 mm

* Alcuni prodotti non sono presenti in tutti i mercati (es. CT-1 e FP700-R non sono acquistabili in Italia e nel sud-est Europeo

**120 anni con i dati tecnici Hilti al di fuori dell'ambito dell'ETA

***Fare riferimento al Capitolo 9 per una corretta installazione con uno strumento più efficiente e sicuro il sistema Hilti SafeSet™



4.2 Prodotti per applicazioni con connettori a taglio (*Overlay*)

Per la gamma completa di applicazioni che prevedono l'utilizzo di connettori a taglio per i ringrossi sezionali fare riferimento ai Capitoli 2 e 3. Le soluzioni con prodotti Hilti sono qualificate secondo la EAD 332347 [23] e le rispettive ETA pubblicate sono elencate in [23] Tabella 4.1. In generale, si usano connettori a taglio con testa, tuttavia è diffuso anche l'utilizzo di barre di armatura post-installate con estremità diritta incorporata nello strato di calcestruzzo esistente ed estremità uncinata posta nello strato nuovo.

Tabella 4.1. Prodotti qualificati EOTA per connettori a taglio post-installati per rivestimenti in calcestruzzo

PRODOTTI	HUS4-H	HAS-U (HCC-U)	HCC-K	HCC-B	Armatura piegata*
Diametro [mm]	8,10,12,14,16	Da M8 a M30	10,12,14,16	14	Da 8 a 25
Forma della testa	Testa esagonale + Supporto in plastica (opzionale)	Dado oppure piastrina	Testa della barra	Ottimizzata + supporto per l'armatura	barra piegata
Approvazione ETA	ETA 21/0969	ETA 20/0697	ETA 20/0475	ETA 18/1022	ETA 20/0539 HIT RE 500 ETA 19/0600 HIT HY 200-R
Condizione di carico	Statica e sismica	Statica	Statica	Statica e fatica	Statica e sismica
Caricabilità immediata	Sì	No	No	Sì (1 kN)	No
Regolazione in altezza	Durante l'installazione	Taglio prima di installare	Taglio prima di installare	Durante l'installazione	Taglio prima di installare

* Dati tecnici Hilti in quanto elemento di ancoraggio al di fuori dell'ambito di applicazione dell'EAD 332347 [23] nonostante abbiano certificati ETA come ancorante per piastre di base.

4.3 Processo di progettazione ed esecuzione

Per qualsiasi progetto che preveda la progettazione di armature post-installate o connettori a taglio post-installati, sia per applicazioni pianificate che quelle impreviste in cantiere (fare riferimento a Fig.Figura 4.1), è necessario identificare le proprietà strutturali e dei materiali e fissare i requisiti di progettazione. Il processo seguente delinea l'approccio generale che può essere utilizzato nella progettazione e nella costruzione di connessioni calcestruzzo-calcestruzzo utilizzando sistemi post-installati per le **applicazioni previste (pianificate)**.

Nota: Fare riferimento al Manuale della tecnologia di fissaggio Hilti (FTM) per le prestazioni del prodotto da utilizzare per la progettazione concettuale.



Nota: Utilizzate Hilti PROFIS Engineering per la progettazione dettagliata (vedi cap. 8).



Nota: Utilizzare il SafeSet Hilti per un'installazione sicura e affidabile (fare riferimento al cap. 9)



1. Fase di progettazione concettuale:

- a) Determinare i criteri architettonici e strutturali come forma, dimensioni, campata, spessore, esposizione, requisiti di durabilità e requisiti di sostenibilità per il progetto;
- b) Determinare il tipo di struttura esistente, gli elementi strutturali e i loro dettagli;
- c) Selezionare i criteri e gli obiettivi generali di progettazione, normative/standard di riferimento, le ETA, i criteri per selezionare la soluzione e i valori preliminari di progettazione da cui partire.

2. Analisi strutturale:

- a) Determinare i requisiti per le azioni (statici, sismici, incendio);
- b) Determinare le condizioni di installazione;
- c) Determinare le proprietà del materiale e le caratteristiche sezionali dell'elemento;
- d) Individuare il metodo di progettazione appropriato;
- e) Impostare la capacità target (percentuale di utilizzo) e/o i limiti di sollecitazione ammissibili;
- f) Determinare le combinazioni di carico.

3. Progettazione dettagliata/specifica:

- a) Calcolare e controllare la lunghezza di base dell'ancoraggio;
- b) Calcolare lunghezza di ancoraggio di progetto/lunghezza di sovrapposizione;
- c) Verificare la lunghezza di installazione disponibile nell'elemento di base;
- d) Controllare lo stato limite di servizio e lo stato limite ultimo;
- e) Controllare la percentuale di utilizzo per le diverse modalità di rottura (considerando le combinazioni delle azioni).

4. Documenti per la costruzione:

- a) Preparare il disegno costruttivo che mostri la posizione, la spaziatura e la profondità delle armature post-installate o dei connettori a taglio;
- b) Indicare le specifiche del sistema di post-installazione, la posa e i metodi di iniezione nel caso di ancoraggio chimico;
- c) Fornire i requisiti di ispezione/controllo qualità per il cantiere.

5. Esecuzione:

- a) Procurare i prodotti e le attrezzature adeguati all'installazione;
- b) Individuare e fissare/segnare le posizioni delle armature dopo aver scansionato il materiale di base per individuare eventuali impedimenti alla foratura (armature da non tagliare, metalli o altri corpi estranei);
- c) Preparazione della superficie (irruvidimento richiesto utilizzando gli strumenti e le tecniche giuste secondo le istruzioni per l'uso (IFU)) per applicazioni con connettori a taglio, *Overlay*;
- d) Forare e pulire utilizzando gli strumenti e le tecniche corrette menzionate nell'ETA e come da istruzioni per l'uso;
- e) Ispezione e test in loco nell'ambito del controllo qualità in cantiere;
- f) Richiedere informazioni/modifiche/revisioni in base al feedback in fase di esecuzione e controllo qualità;
- g) Controllo e implementazione delle modifiche (se presenti) seguendo le fasi di progettazione ed esecuzione di cui sopra;

Le applicazioni non pianificate includono tipicamente la necessità in cantiere di post-installare barre di armatura per poter stabilire connessioni monolitiche. Parliamo dei casi in cui le barre esistenti mancano intenzionalmente oppure non intenzionalmente. Per tali applicazioni non pianificate, un ingegnere progettista può seguire le fasi del processo sopra descritte a partire dalla fase 2.

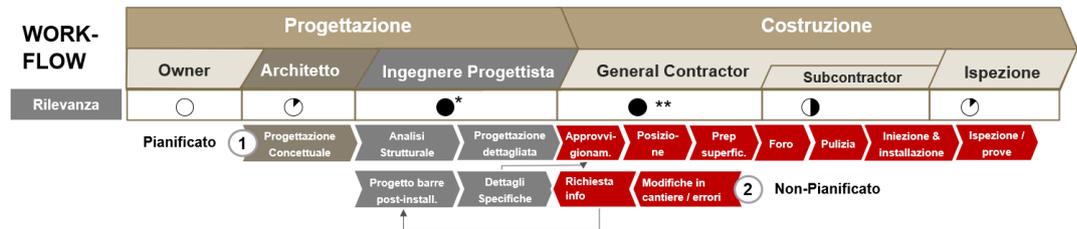


Figura 4.1. Flusso di lavoro generale per la progettazione e l'installazione di armature post-installate

4.4 Soluzione di sistema completa con Hilti

Le maggiori sfide **per il progettista** sono la creazione di soluzioni ottimizzate e conformi, con una documentazione immediata e trasparente ottenuta nel più breve lasso di tempo e con una maggiore produttività delle ore lavorative disponibili. Per **gli appaltatori**, le sfide tipiche riguardano la produttività, la salute e sicurezza, la tutela dell'ambiente, la qualità delle lavorazioni e la manodopera qualificata. Tutte queste sfide relative all'armatura post-installata potrebbero portare ad una tabella di marcia difficilmente sostenibile, scarsa qualità dell'installazione, problemi di salute e sicurezza per i lavoratori e una resistenza finale diversa da quella specificata in fase progettuale proprio a causa della scarsa qualità dell'installazione.

Hilti unisce le forze con varie parti interessate per mitigare queste sfide supportando i processi per rendere la progettazione e l'installazione più veloci, più sicure e più produttive. Tutto ciò, in qualità di fornitore di soluzioni di sistema complete (vedere Figura 4.2) che consente la collaborazione tra progettisti, appaltatori e ispettori.

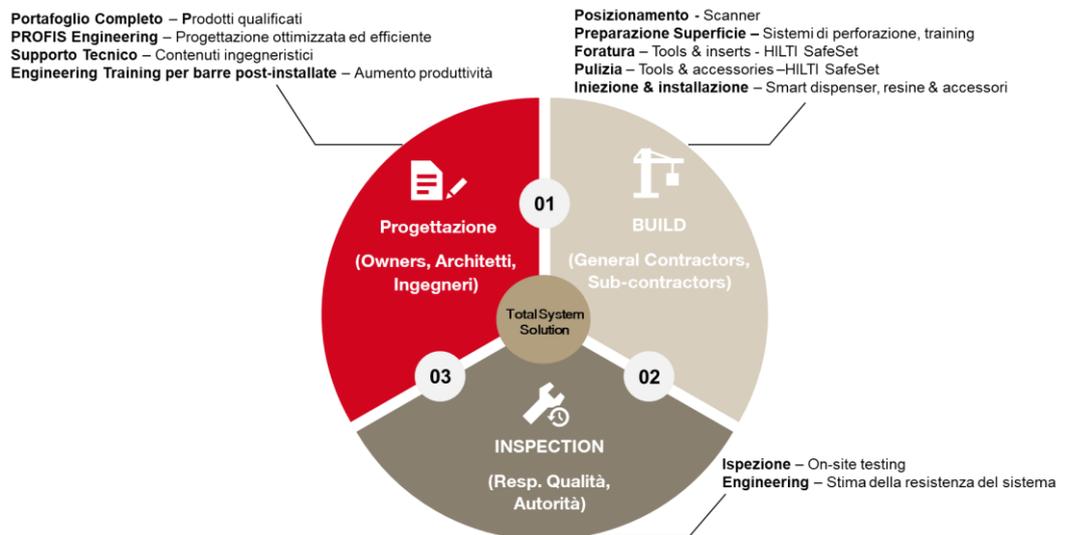


Figura 4.2. Hilti come partner per soluzioni di sistema complete

**Prodotti Qualificati**

Prodotti e strumenti (hardware) testati e approvati dall'EOTA per fornire le prestazioni e la sicurezza richieste.

**Soluzioni tecniche ottimizzate**

Software di progettazione per una maggiore ottimizzazione, efficienza e produttività complessiva

**Installazione più veloce e più sicura**

Servizi e prodotti per collaborare in ogni sfida per rendere la costruzione un'attività più sicura e più veloce.

5. PROGETTAZIONE DI GIUNZIONI CON ARMATURE SOVRAPPOSTE

5.1 Generale

Nei capitoli precedenti, abbiamo discusso varie applicazioni e i loro meccanismi di trasferimento del carico, che possono essere progettati utilizzando armature post-installate qualificate all'interno del quadro normativo UE applicabile. Le giunzioni con sovrapposizione delle armature sono il modo preferito per garantire una connessione monolitica tra elementi in calcestruzzo esistenti e nuovi. Questo capitolo si concentra sulle fasi di progettazione necessarie alla valutazione della lunghezza di sovrapposizione richiesta per le armature post-installate, tipicamente applicabile nei casi di estensione di elementi strutturali. Le azioni di carico come quelle statiche, sismiche e incendio sono considerate secondo le disposizioni progettuali della norma EN 1992-1-1 [1]) per azioni statiche, EN 1992-1-2 [8] per azioni di incendio) e EN 1998-1 per azioni sismiche. Le giunzioni con sovrapposizione possono essere di due tipi (fare riferimento a Figura 5.1):

Giunzione con sovrapposizione di armature gettate in opera: per le riprese di getto. Questa è la giunzione tipica presente negli elementi strutturali. Avviene durante la fase costruttiva, prima che il calcestruzzo venga gettato, le armature vengono predisposte secondo i dettagli progettuali. Questo tipo di connessione viene solitamente eseguito come giunzione di contatto poiché le armature sono in contatto tra loro lungo la lunghezza di sovrapposizione. Il carico viene trasferito principalmente attraverso il contatto tra le nervature delle armature.

Giunzione con sovrapposizione di armature post-installate. Questo tipo di connessione per le riprese di getto viene impiegata quando la nuova armatura post-installata è parallela all'armatura dell'elemento strutturale in calcestruzzo esistente. Si tratta di una giunzione senza contatto poiché l'installazione dell'armatura post-installata comporta la perforazione del calcestruzzo esistente senza danneggiare l'armatura gettata in opera. Il trasferimento del carico avviene principalmente tramite puntoni di compressione locali formati tra le due armature.

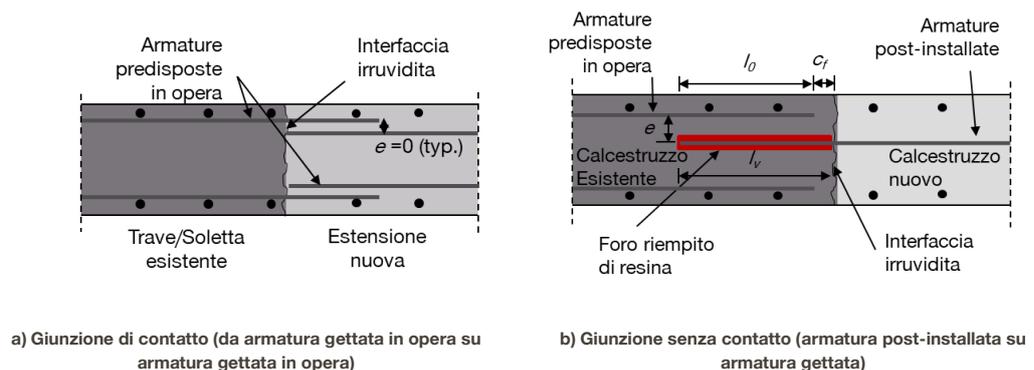


Figura 5.1. Tipi di connessione con armatura sovrapposta

5.2 Progettazione per azioni statiche

La progettazione delle giunzioni sovrapposte con armature post-installate qualificate per azioni di carico statiche e quasi statiche segue le disposizioni della sezione 8.7 del EC 2-1-1 [1]. La progettazione è molto simile a quella delle armature gettate in opera. Ulteriori disposizioni applicabili sono riportate nella EAD 330087 [7]. Le fasi di progettazione delle connessioni di giunzione a sovrapposizione che utilizzano barre d'armatura post-installate sono le seguenti:

Per le armature gettate in opera, la lunghezza di ancoraggio di base richiesta $l_{b,rqd}$ si calcola partendo da una tensione di aderenza uniforme f_{bd} come segue:

$$l_{b,rqd} = (\phi/4) \cdot (\sigma_{sd}/f_{bd}) \quad \text{EC2-1-1 Eq. 8.3}$$

Dove,

σ_{sd} è la sollecitazione di progetto dell'armatura;

ϕ è il diametro dell'armatura.

Per l'armatura gettata in opera il valore di progetto della tensione di aderenza ultima, f_{bd} è dato dall'equazione:

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad \text{EC2-1-1 Eq. 8.2}$$

Dove,

η_1 è un coefficiente legato alla qualità della condizione di aderenza e alla posizione della barra durante il getto come da Sez. 8.4.2 del EC2 1-1 [1] (valore 1,0 oppure 0,7);

η_2 è un coeff. funzione del diametro della barra (1,0 per $\phi \leq 32$ mm o $(132-\phi)/100$ per altri ϕ ;

f_{ctd} è la resistenza a trazione di progetto del calcestruzzo.

Nota: per alcuni prodotti, $f_{bd,PIR}$ può essere inferiore rispetto a f_{bd} di un tondino gettato in opera.

Per le armature post-installate viene utilizzata la tensione di aderenza di progetto $f_{bd,PIR}$, presa dall'ETA del prodotto pertinente anziché la f_{bd} (corrispondente alle armature gettate in opera) calcolata secondo l'Equazione 8.2 del EC2-1-1 [1]. Quindi per le armature post-installate l'Equazione 8.3 diventa:

$$l_{b,rqd,PIR} = (\phi/4) \cdot (\sigma_{sd}/f_{bd,PIR}) \quad \text{EC2-1-1 Eq. 8.3 + EAD 330087}$$

Nota: Le condizioni di aderenza sono influenzate dalla posizione di un'armatura nel calcestruzzo rispetto alla direzione del getto (la condizione di getto dall'alto porta a possibili vuoti d'aria lungo la lunghezza di ancoraggio e a una minore resistenza a trazione del calcestruzzo). I vuoti d'aria non sono un problema nelle armature post-installate poiché sono installate in calcestruzzo indurito. Tuttavia, il fattore η_1 si applica anche per l'armatura post-installata a causa della possibile minore resistenza a trazione del calcestruzzo.

La lunghezza finale di sovrapposizione di progetto richiesta l_0 è valutata come:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min,PIR} \quad \text{EC2-1-1 Eq. 8.10}$$

Per l'armatura post-installata, la lunghezza minima di sovrapposizione $l_{0,min,PIR}$ nell'equazione di cui sopra deve essere moltiplicata per il coefficiente α_{lb} , riportato nell'ETA pertinente:

$$l_{0,PIR} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd,PIR} \geq \alpha_{lb} \cdot l_{0,min} \quad \text{EC2-1-1 Eq. 8.10 + EAD 330087}$$

Dove i coefficienti « α » che influenzano la lunghezza vengono elencati qui sotto:

- α_1 dipende dalla forma delle barre d'armatura.

Per le armature post-installate di forma diritta, il valore di α_1 è fissato a 1,0.

- α_2 dipende dal copriferro che fa parte del confinamento passivo.

Il valore α_2 varia da 0,7 a 1,0 secondo la formula $\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot (c_d - \phi)/\phi \geq 0,7$ dove c_d dipende dalla posizione dell'armatura, come mostrato in FiguraFigura 5.2.

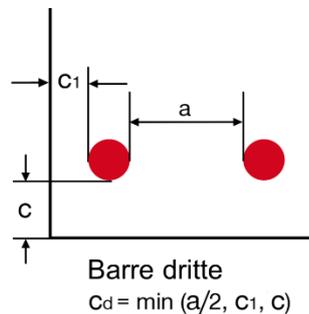


Figura 5.2. Coefficiente basato sul copriferro e sull'interasse delle armature

- α_3 dipende dal rinforzo trasversale che fa parte del confinamento passivo.

Il valore α_3 varia da 0,7 a 1,0 secondo la formula:

$$\alpha_3 = 1 - K\lambda \geq 0,7$$

in cui:

$$\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min}) / A_s;$$

ΣA_{st} è l'area della sezione dell'armatura trasversale lungo la lunghezza di ancoraggio di progetto;

A_s è l'area della sezione trasversale di una barra (in sovrapposizione);

$$\Sigma A_{st,min} = 1,0 A_s (\sigma_{sd} / f_{yd});$$

K è il coefficiente che assume valori 0; 0,05; o 0,1 in relazione alla posizione dell'armatura post-installata, come mostrato in Figura 5.3.;

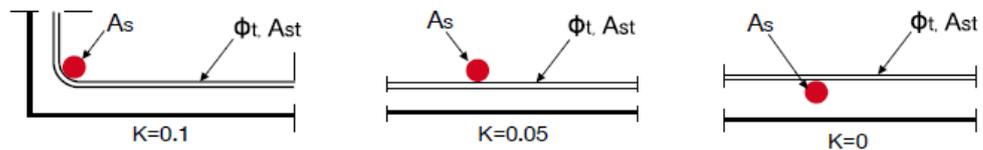


Figura 5.3. Valori di K per travi e solette

- α_4 dipende dal confinamento delle armature trasversali saldate a quelle longitudinali. Il valore è 0,7 per le armature gettate, e quindi per le armature post-installate α_4 , non può che essere fissato a 1,0.
- α_5 dipende dall'effetto del confinamento attivo dato dalla pressione trasversale p [N/mm²] perpendicolare al piano di fessurazione (*splitting*) nell'estensione della lunghezza di ancoraggio di progetto dove $\alpha_5 = 1 - 0,04 p \geq 0,7$ e $e \leq 1,0$
- α_6 dipende dalla percentuale di armature sovrapposte p_1 entro la lunghezza $0,65l_0$ valutata a partire dal centro della lunghezza di sovrapposizione considerata. I valori di α_6 variano da 1,0 a 1,5 secondo la formula $\alpha_6 = (p_1/25)^{0,5}$. Nelle connessioni post-installate la % delle barre sovrapposte che attraversano l'interfaccia dei calcestruzzi gettati in tempi diversi è tipicamente 100% e di conseguenza il valore di α_6 tipicamente usato è pari a 1,5 (fare riferimento anche alle normative nazionali che possono portare a modifiche delle disposizioni raccomandate di EC2-1-1 [1]).
- α_b dipende dalle prestazioni del prodotto (ETA) che amplifica la lunghezza minima dell'ancoraggio $l_{0,min}$. Il valore di α_{lb} varia da 1,0 a 1,5.

La sintesi dei coefficienti e dei loro valori per le armature post-installate è presentata nella Tabella 5.11.

Tabella 5.1. Sommario dei coefficienti "α" per le armature post-installate

Coefficienti secondo EC2-1-1	Armatura in trazione	Armatura in compressione
α ₁ - Forma della barra	α ₁ = 1,0	α ₁ = 1,0
α ₂ - Copriferro	$0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$ $\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot (c_d - \phi) / \phi \geq 0,7$	α ₂ = 1,0
α ₃ - Armatura trasversale non saldata (confinamento passivo)	$0,7 \leq \alpha_3 \leq 1,0$ $\alpha_3 = 1 - K\lambda$	α ₃ = 1,0
α ₄ - Armatura trasversale saldata (non possibile per la post-installazione)	α ₄ = 1,0	α ₄ = 1,0
α ₅ - Pressione trasversale (confinamento attivo)	$0,7 \leq \alpha_5 \leq 1,0$ $\alpha_5 = 1 - 0,04p$	α ₅ = 1,0
α ₆ - % armature sovrapposte	$1,0 \leq \alpha_6 \leq 1,5$ (oppure specifiche da normativa nazionale)	α ₆ = 1,0 (oppure specifiche da normativa nazionale)
α _{lb} - Fattore di amplificazione della lunghezza minima di sovrapposizione	Valore riportato nell'ETA pertinente	Valore riportato nell'ETA pertinente
Nota: secondo Eq. 8.5 del EC2-1-1 il prodotto α ₂ · α ₃ · α ₅ non deve essere inferiore a 0,7.		

Nota: Si calcola la lunghezza di sovrapposizione per barre gettate e post-installate e la lunghezza massima è quella decisiva

La lunghezza finale di sovrapposizione di progetto l_0 , ottenuta utilizzando le equazioni e i coefficienti di cui sopra, deve essere verificata rispetto alla lunghezza minima di sovrapposizione indicata di seguito in modo tale che risulti $l_{0,PIR} \geq l_{0,min,PIR}$

$$l_{0,min,PIR} = \alpha_{lb} \cdot \max\{0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}; 15 \cdot \phi; 200 \text{ mm}\} \quad \text{EC2-1-1 Eq. 8.11 + EAD 330087}$$

5.2.1 Dettagli costruttivi

Il progettista deve prestare particolare attenzione ai dettagli dell'armatura secondo la normativa e i requisiti ETA del prodotto (copriferro, spaziatura, spessore dell'elemento, rugosità superficiale, ecc.) in modo tale che non si verifichi *spalling* o fessurazioni importanti mentre viene assicurato il trasferimento di carico. Oltre a soddisfare i requisiti di durabilità e i dettagli costruttivi per le barre d'armatura, secondo Sezione 4, 8 e 9 dell'EC2-1-1 [1], è necessario soddisfare anche le seguenti regole di dettaglio per l'installazione di armature post-installate (Figura 5.4):

- Se l'interasse libero tra le barre sovrapposte (definita con e in Fig. 5.1) risulta essere superiore a 4ϕ o 50 mm (Fig. 5.4), la lunghezza di sovrapposizione l_0 deve essere aumentata di una lunghezza pari a $(e-4\phi)$ o $(e-50 \text{ mm})$ come indicato al Punto 8.7.2 del EC2-1-1 [1].
- La distanza libera minima tra due barre post-installate deve essere superiore a 40 mm o 4ϕ . Nel caso in cui venga utilizzato una guida per la perforazione, la lunghezza 4ϕ può essere ridotta a 2ϕ .

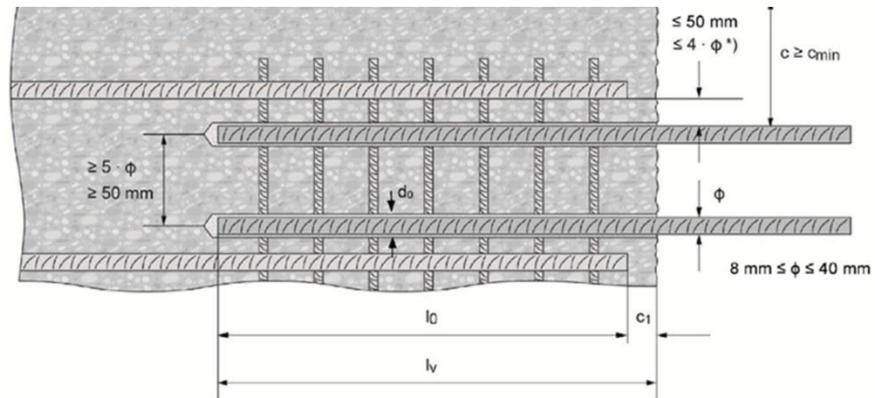
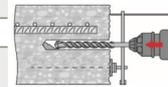


Figura 5.4. Regole dettagliate da ETA per il sistema di armature post-installate

- Per evitare danni al calcestruzzo durante la perforazione, deve essere soddisfatto il requisito di copriferro minimo c_{min} in accordo all'EAD 330087 [7]. Questo copriferro minimo è funzione del metodo di perforazione (Figura 5.5) e della profondità di installazione l_v .

Metodo di perforazione	Diametro barra [mm]	Copriferro minimo c_{min} [mm]	
		Senza guida alla perforazione	Con guida alla perforazione
Roto-percussione	$\phi < 25$	$30 + 0,06 \cdot l_v \geq 2 \cdot \phi$	$30 + 0,02 \cdot l_v \geq 2 \cdot \phi$
Hammer drilling (HD) e (HDB)¹⁾	$\phi \geq 25$	$40 + 0,06 \cdot l_v \geq 2 \cdot \phi$	$40 + 0,02 \cdot l_v \geq 2 \cdot \phi$
Carotaggio e irruvidimento	$\phi < 25$	$30 + 0,06 \cdot l_v \geq 2 \cdot \phi$	$30 + 0,02 \cdot l_v \geq 2 \cdot \phi$
Diamond coring with roughening tool HILTI TE-YRT (RT)	$\phi \geq 25$	$40 + 0,06 \cdot l_v \geq 2 \cdot \phi$	$40 + 0,02 \cdot l_v \geq 2 \cdot \phi$



¹⁾ HDB = Hollow Drill Bit HILTI TE-CD and TE-YD (Punta Cava Hilti)

Commento: deve essere soddisfatto il copriferro minimo come da EN 1992-1-1

Figura 5.5. Requisiti di copriferro minimo secondo l' EAD 330087 [7] per le armature post-installate

Nota: Il copriferro minimo c_{min} secondo EAD 330087 [7] è un'indicazione basata su indagini di [5]. Soddisfare questi valori minimi di copriferro non garantisce automaticamente un'installazione senza fessurazioni o *spalling* del copriferro. È importante che personale addestrato utilizzi attrezzature idonee (vedi Cap. 9 per informazioni più dettagliate).

5.2.2 Requisiti di durabilità

La durabilità delle armature post-installate non deve essere inferiore alla vita utile prevista per l'applicazione. Durante questo periodo di utilizzo, le armature non devono essere deteriorate da fattori ambientali come la corrosione dovuta alla carbonatazione del calcestruzzo. Ciò è assicurato da quanto segue:

- Una resina qualificata per armature post-installate garantisce una protezione dalla corrosione dell'armatura non inferiore a quella di un'armatura gettata in opera.
- Copriferro calcestruzzo $c_{min} = \max(c_{min,dur}, c_{min,ETA})$ dove $c_{min,dur}$ è il copriferro minimo richiesto per le diverse classi di esposizione secondo EC2-1 e $c_{min,ETA}$ è il copriferro di calcestruzzo indicata nell'ETA pertinente.

5.3 Progettazione per azioni sismiche

Nota: $f_{bd,seis}$ dipende dalle prestazioni sismiche del prodotto secondo l'ETA pertinente.

Per la lunghezza di sovrapposizione delle armature post-installate sotto azioni sismiche, sono valide le disposizioni per l'armatura gettata in opera secondo la Sezione 5.6.1 del EC8-1 [9] (incluse quelle del caso statico). Tuttavia, per le armature post-installate, l'idoneità della resina a resistere al carico sismico (ciclico) deve essere valutata. Questo avviene tramite qualificazioni sismiche (*assessment*) di vari parametri di influenza e di valori di tensione di aderenza di progetto ($f_{bd,seis}$) che vengono successivamente riportati nell'ETA di riferimento del prodotto. Di conseguenza, l'equazione del calcolo della lunghezza di sovrapposizione di base viene modificata come segue:

$$l_{b,rqd,seis} = (\phi/4) \cdot (\sigma_{sd}/f_{bd,seis}) \quad \text{EC2-1-1 Eq. 8.3 + EAD 330087}$$

A seconda delle necessità progettuali dell'applicazione strutturale in considerazione, può essere consigliabile sostituire nei calcoli la sollecitazione σ_{sd} con quella di snervamento dell'armatura f_{yd} . Questo tipo di requisito è legato principalmente alla necessità di evitare una possibile rottura per estrazione della armatura, che è ovviamente non desiderabile quando sono previste grandi deformazioni (ad esempio in un meccanismo plastico).

Quindi l'equazione della lunghezza di sovrapposizione di progetto sotto azioni sismiche diventa:

$$l_{0,PIR,seis} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd,seis} \geq l_{0,min,PIR} \quad \text{EC2-1-1 Eq. 8.10 + EAD 330087}$$

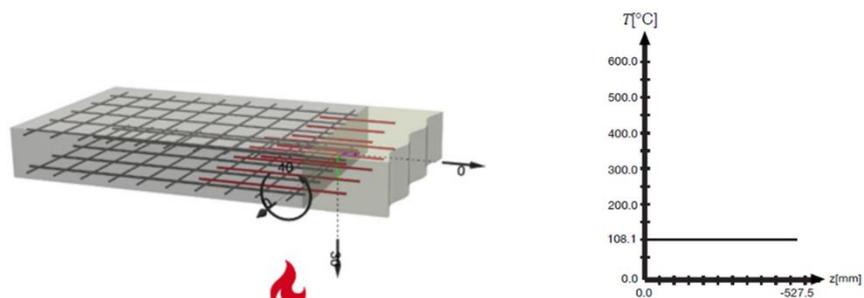
Nota: Il copriferro minimo per le applicazioni sismiche deve essere $c_{min,seis}$ invece di c_{min} . Questo valore è riportato nell'ETA pertinente valida per carichi sismici.

Tutti gli altri valori dei coefficienti e i calcoli per la parte sismica rimangono gli stessi del caso statico. E' necessario sottolineare che devono essere rispettate ulteriori regole di dettaglio riportate nel EC8-1 [9] e nelle normative nazionali applicabili.

5.4 Progettazione per carico d'incendio

Le proprietà meccaniche e chimiche delle resine organiche sono significativamente influenzate dalle alte temperature. Per le connessioni di armature post-installate che devono resistere al fuoco (solai, pareti, ecc.) è importante che la resistenza (R) delle connessioni sia valutata considerando il tempo di esposizione al fuoco (secondo EC2-1-2 [8], tra 30 e 240 minuti), le condizioni geometriche al contorno e la distribuzione della temperatura.

Per le giunzioni con armature sovrapposte, la distribuzione della temperatura lungo la lunghezza di sovrapposizione è, per gli scenari più comuni, uniforme e dipende sia dal copriferro sia dal tempo di esposizione (Figura 5.6a). Mentre, per le giunzioni senza armature sovrapposte (tipicamente nodi a "T"), la temperatura, normalmente varia lungo la lunghezza di ancoraggio della barra di armatura (Figura 5.6b e Sez. 6.5).



Distribuzione della temperatura nella barra

Nota: Per le classi di progettazione comuni, il metodo tabulare di progettazione della sezione trasversale è preferibile per la sua semplicità.

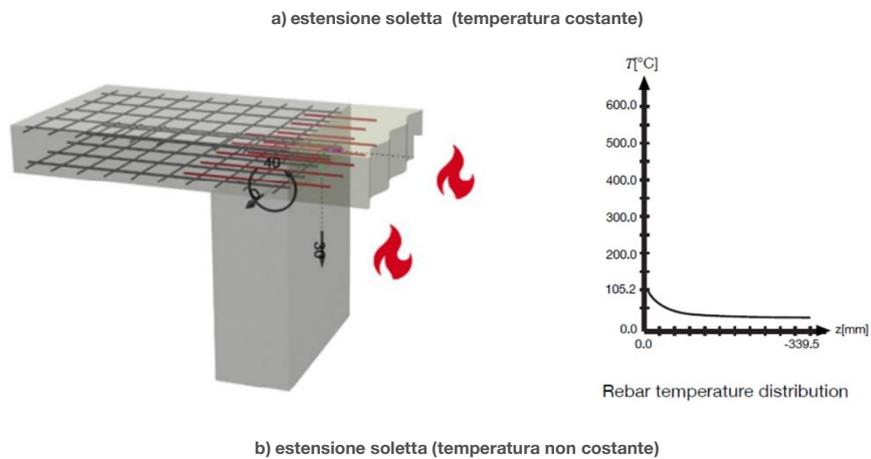


Figura 5.6. Distribuzione tipica della temperatura nelle estensioni con sovrapposizione di armature

La riduzione della tensione di aderenza della resina quando viene esposta a temperature elevate è riportata nell'ETA pertinente che viene redatta a seguito di una valutazione delle prestazioni del prodotto in condizioni di incendio. L' EC2-1-2 [8] fornisce tre metodi per la progettazione della sezione trasversale di elementi strutturali esposti all'incendio che vengono descritti nella Tabella 5.2.2.

NOTA: La valutazione del comportamento secondo l'EAD 330087 dei sistemi di armature post-installate si basa sulla curva di fuoco standard ISO (secondo ISO 834-1 [57]) che è valida per la progettazione nell'ambito del EC2-1-2 [7]. Valutazioni diverse possono essere richieste per applicazioni speciali (ad esempio, in galleria).

Tabella 5.2. Metodi di progettazione al Fuoco secondo EC2-1-2 [8]

Metodo di progettazione	Carichi di progetto	Verifica della resistenza dell'acciaio	Progettazione della giunzione a sovrapposizione e dell'armatura gettata in opera	Progettazione della giunzione a sovrapposizione dell'armatura post-installata	Osservazioni
Metodo dei dati tabulati (Sez. 5): Dati tabulati delle classi di esposizione al fuoco e delle dimensioni minime dell'elemento in calcestruzzo e del copriferro	Il progetto della sezione trasversale eseguito in condizioni "fredde" è ancora valido e non sono necessarie ulteriori verifiche per l'esposizione al fuoco di progetto	La verifica considera la riduzione della resistenza dell'acciaio in funzione della temperatura secondo le curve di Fig. 5.1*	Il calcolo in condizioni "freddo" è applicabile	Calcolo eseguito considerando la riduzione della forza di adesione dovuta alla temperatura elevata, ricavato dall'ETA pertinente	La tensione di aderenza del sistema di armature post-installate è disponibile solo fino alla temperatura massima indicata nella ETA, $\theta_{max,ETA}$.
Metodi di calcolo semplificati (Sez. 4.2): Metodo dell'isoterma a 500 °C/metodo a zone	L'analisi della sezione trasversale segue le disposizioni dell'allegato B1 per il metodo isotermico a 500 °C / dell'Allegato B2 per il metodo a zone	La verifica considera la riduzione della resistenza dell'acciaio in funzione della temperatura (ad es. Fig. 4.2*)	È necessario considerare la sezione trasversale ridotta/le zone divise	(Si applicano le regole progettuali per le barre gettate in opera se il comportamento al fuoco del sistema di armature post-installato è equivalente a quello di una barra gettata in opera)	
Metodi di calcolo avanzati (Sez. 4.3): Modelli avanzati dei materiali per la modellazione numerica dell'intera struttura in condizioni di incendio	L'analisi della sezione trasversale segue le disposizioni della Sez. 4.3. Esempio: analisi agli elementi finiti				

Nota: * Le figure in tabella si riferiscono a EC2-2-2

5.4.1 Verifica di base

Allo stato limite ultimo durante l'esposizione al fuoco di un elemento strutturale, gli effetti delle azioni di progetto $E_{d,fi}$, non devono essere maggiori della resistenza al fuoco di progetto $R_{d,fi}$:

$$E_{d,fi} \leq R_{d,fi} \quad \text{EC2-1-2 Eq. 2.3}$$

dove

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot E_d \quad \text{EC2-1-2 Eq. 2.4}$$

In questo caso, E_d si esprime come funzione delle azioni di progetto (forza o momento) in condizioni ambientali normali ("a freddo"). η_{fi} è il fattore di riduzione del carico a freddo il cui valore semplificato raccomandato è 0,7.

5.4.2 Calcolo della lunghezza di sovrapposizione

La lunghezza di sovrapposizione può essere calcolata utilizzando le stesse regole del caso statico. Tuttavia, per l'incendio, deve essere utilizzata la tensione di aderenza ridotta ($f_{bd,fi}$) come da ETA pertinente. Questo valore praticamente sostituisce $f_{bd,PIR}$. La tensione di aderenza di progetto per la condizione di esposizione al fuoco ($f_{bd,fi}$) si riduce con l'aumentare della temperatura (θ), come mostrato in Figura 5.7.a. Questa curva viene quindi convertita nel fattore di riduzione $k_{fi}(\theta)$ calcolando il rapporto tra il valore di tensione di aderenza e il valore di riferimento per l'armatura gettata in opera per la rispettiva classe di calcestruzzo (Figura 5.7b).

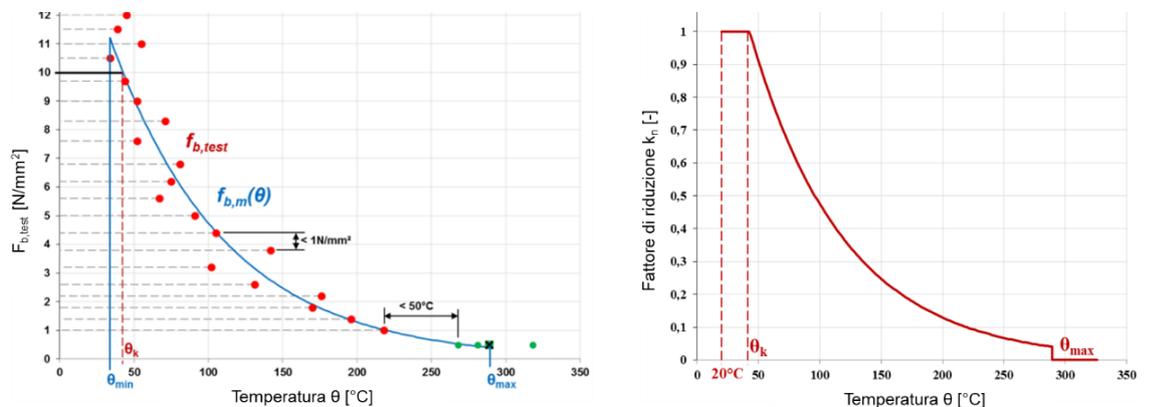


Figura 5.7. A sinistra (5.7.a) è rappresentata la tensione di aderenza in funzione della temperatura e destra (5.7.b) è rappresentato un esempio di derivazione del fattore di riduzione $k_{fi}(\theta)$ (Esempi tratti dall'EAD 330087 [7])

La tensione di aderenza di progetto per la condizione di esposizione al fuoco ($f_{bd,fi}$) viene calcolata utilizzando la seguente equazione:

$$f_{bd,fi} = k_{fi}(\theta) f_{bd,PIR} \frac{\gamma_c}{\gamma_{c,fi}} \quad \text{EAD 330087}$$

in cui:

$k_{fi}(\theta)$ è il fattore di riduzione dipendente dalla temperatura di esposizione (riportata in ETA);

$f_{bd,PIR}$ è la tensione di aderenza delle armature post-installate per il caso statico (riportata in ETA);

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza del materiale base calcestruzzo per il caso statico (tipicamente di valore 1,5);

$\gamma_{c,fi}$ è il coefficiente parziale di sicurezza del materiale base calcestruzzo per il caso di esposizione al fuoco (tipicamente assume valore 1,0 - Sez. 2.3 del EC2-1-2 [8])

Di conseguenza, l'equazione del calcolo della lunghezza di sovrapposizione di base viene modificata come segue:

$$l_{b,rqd,fi} = (\phi/4) \cdot (\sigma_{sd}/f_{bd,fi}) \quad \text{EC2-1-2 Eq. 8.3 + EAD 330087}$$

Quindi l'equazione della lunghezza di sovrapposizione di progetto sotto carico d'incendio diventa

$$l_{0,fi} = \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd,fi} \geq l_{0,min,PIR} \quad \text{EC2-1-2 Eq. 8.10 + EAD 330087}$$

Tutti gli altri valori dei coefficienti e i calcoli per la parte al fuoco rimangono gli stessi del caso statico.

5.4.3 Verifica lato acciaio

La progettazione in esame considera anche la riduzione della resistenza dell'armatura sotto il carico d'incendio attraverso il fattore di riduzione della resistenza dell'acciaio $k_s(\theta)$:

$$F_{Ed,fi} \leq F_{yd,fi} = k_s(\theta) \cdot A_s \cdot f_{y,k}/\gamma_{s,fi}$$

dove:

$\gamma_{s,fi}$ è il coefficiente parziale di sicurezza per le barre di armatura sotto carico di incendio (tipicamente di valore 1,0);

A_s è l'area della sezione trasversale dell'armatura o delle armature;

$k_s(\theta)$ è tratto da EC2-1-2.

5.4.4 Simulazione con metodi numerici

La temperatura θ , necessaria per calcolare i fattori di riduzione per la resina $k_{fi}(\theta)$ e delle barre d'acciaio $k_s(\theta)$, può essere ricavata dall'Allegato A del EC2-1-2 [8], per elementi strutturali standard (ad esempio, travi, pilastri, solai, pareti) in funzione del tempo di esposizione al fuoco. In alternativa, può essere determinata attraverso un'opportuna simulazione agli elementi finiti (vedi Figura 5.8).

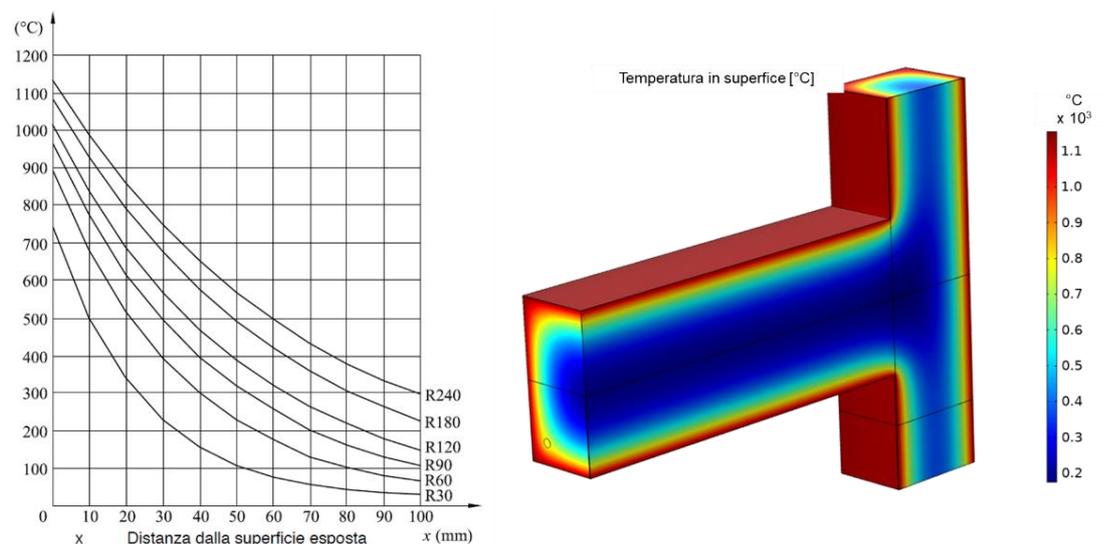


Figura 5.8. Esempi di curve per ottenere i fattori di riduzione del fuoco da a) Allegato A del EC2-1-2 [8] per una soletta di spessore 200 mm e b) Simulazione agli elementi finiti.

5.5 Esempio, estensione di un solaio con sovrapposizione di armature

Requisiti del progetto: è necessario estendere una soletta esistente in cemento armato tramite armature post-installate sovrapposte a quelle esistenti.

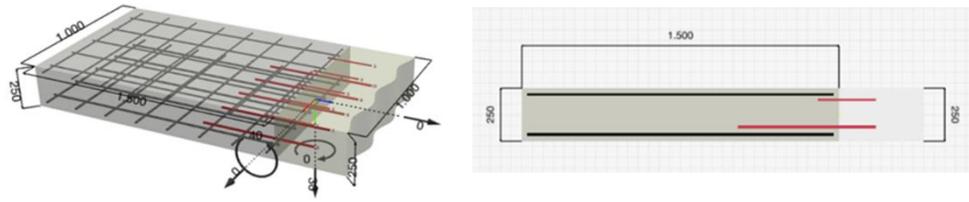


Figura 5.9. L'estensione della soletta mediante sovrapposizione delle armature post-installate

Informazioni generali sulla soletta esistente

Geometria:	Spessore soletta, $h = 250$ mm Larghezza di riferimento, $b = 1000$ mm
Materiali:	Classe calcestruzzo C25/30 Acciaio per cemento armato $f_{yk} = 500$ N/mm ²
Carichi:	Momento flettente, $M_{ed} = 40$ kNm/m Taglio $V_{Ed} = 30$ kN/m Vita utile di progetto: 50 anni
Armatura esistente:	Strato superiore: $\phi 10 / 200$ mm ($A'_{s,PIR} = 392,6$ mm ²) Strato inferiore: $\phi 14 / 200$ mm ($A_{s,PIR} = 769,5$ mm ²) Copriferro frontale, $c_f = 25$ mm Copriferro superiore/inferiore $c_{d,CIR} = 25$ mm

Condizioni di installazione delle armature post-installate:

Metodo di foratura / orientamento:	Perforazione a roto-percussione /orizzontale
Temp. di installazione / in servizio:	10°C / 20°C (Lungo termine) - 40°C (Breve termine)
Disposizione armature post-installate:	Uguali all'armatura gettata in opera Copriferro superiore / inferiore $c_{d,PIR} = 50 / 60$ mm
Vita utile:	50 anni
Scelta del sistema/soluzione:	Hilti HIT-CT 1 (ETA-11/0390) [29]

Progettazione statica

Analisi della sezione trasversale

Per determinare la sollecitazione nelle armature post-installate viene eseguita un'analisi sezionale secondo i principi dell'EC2-1-1 [1] (qui utilizzando PROFIS Engineering). Per questo calcolo, viene trascurato il contributo dell'armatura nella zona di compressa.

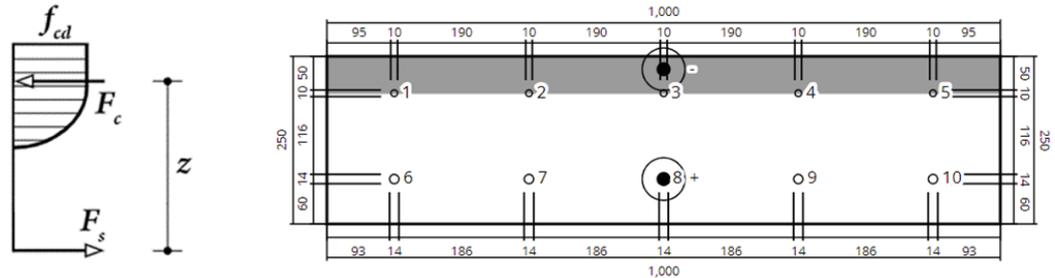


Figura 5.10. Analisi della sezione trasversale

Viene determinato il braccio interno, $z = 164 \text{ mm}$.

Forza di trazione aggiuntiva sulla sezione trasversale dovuta al carico di taglio secondo il Punto punto 6.2.3 (7) del EC2-1-1 [1]:

$$\Delta F_{td} = V_{Ed} \cdot (\cot\theta - \cot\alpha) \quad \text{EC2-1-1, Eq. 6.18}$$

$$\cot\alpha = 0 \quad \alpha = 0^\circ \text{ nel caso di staffe verticali}$$

$$\cot\theta = 1.091 \quad \theta = 42,5^\circ \text{ ipotesi di inclinazione del puntone}$$

$$\Delta F_{td} = V_{Ed} \cdot (\cot\theta - \cot\alpha) = 30 \cdot 1.091 = 32.7 \text{ kN} \quad \text{distribuito tra lo strato superiore e inferiore}$$

La tensione di trazione nelle barre post-installate viene calcolata come:

$$\sigma_{sd,top} = \Delta F_{td} / A_s = (16.4 \cdot 10^3) / 392.6 = 41.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{sd,bottom} = (M_{sd} / z + \Delta F_{td}) / A_s = (40 \cdot 10^6 / 164 + 16.4 \cdot 10^3) / 769.5 = 338 \text{ N/mm}^2$$

Strato superiore - armatura post-installata

Le barre superiori sono scariche. Pertanto, vengono ancorate nella faccia anteriore dell'elemento esistente semplicemente rispettando la lunghezza minima secondo EC2-1-1 [1] e le disposizioni di EAD 330087 [7].

$$l_{b,min,PIR} = \alpha_{lb} \cdot \max\{0.3 \cdot l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\} \quad \text{EC2-1-1, Eq. 8.6 + EAD 330087}$$

$$\alpha_{lb} = 1.2 \quad \text{ETA-11/0390}$$

$$l_{b,rqd} = (\phi/4) \cdot (\sigma_{sd} / f_{bd,PIR}) \quad \text{EC2-1-1, Eq. 8.3 + ETA-11/0390}$$

$$l_{b,rqd} = (10/4) \cdot (41.8/2.7) = 38.7 \text{ mm}$$

$$l_{b,min,PIR} = 1.2 \cdot \max\{0.3 \cdot 38.7 \text{ mm}; 100 \text{ mm}; 100 \text{ mm}\} = 120 \text{ mm}$$

Strato inferiore - lunghezza di sovrapposizione richiesta per l'armatura esistente

$$l_{0,CIR} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad \text{EC2-1-1, Eq. 8.10}$$

Dove per i fattori α secondo EN 1992-1-1, Tabella 8.2, in questo caso si ha:

$$\alpha_1 = 1.0 \quad \text{barre dritte}$$

$$\alpha_2 = 1 - 0.15 \cdot (c_d - \phi) / \phi \geq 0.7 \quad \text{Influenza del copriferro}$$

$$= 1 - 0.15 \cdot (25 - 14) / 14 = 0.88$$

$$\alpha_3 = 1 - K\lambda \geq 0.7 \quad \text{Influenza dell'armatura trasversale}$$

$$\lambda = \Sigma A_{st} / A_s$$

$$A_{st} = 231 \text{ mm}^2 ; K = 0.05$$

$$\alpha_3 = 1 - 0.05 \cdot 231/154 = 0.93$$

$$\alpha_4 = 1.0$$

Nessuna armatura saldata

$$\alpha_5 = 1.0$$

Nessuna pressione trasversale

$$\alpha_6 = 1.5$$

EC2-1-1, Tab. 8.3

$$l_{b,rqd} = (\phi/4) \cdot (\sigma_{sd}/f_{bd})$$

EC2-1-1, Eq. 8.3

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

 f_{bd} secondo EC2-1-1, Eq. 8.2

$$= 2.25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1.2 = 2.7 \text{ N/mm}^2$$

$$l_{b,rqd} = (14/4) \cdot (338/2.7) = 438 \text{ mm}$$

$$l_{0,CIR} = 0.88 \cdot 0.93 \cdot 1.5 \cdot 438 = 538 \text{ mm}$$

$$l_{0,min} = \max\{0.3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}; 15 \cdot \phi; 200 \text{ mm}\}$$

EC2-1-1, Eq. 8.11

$$l_{0,min} = \max\{141; 210; 200 \text{ mm}\} = 210 \text{ mm}$$

Strato inferiore - lunghezza di sovrapposizione richiesta per l'armatura post-installata

$$l_{0,PIR} = \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd,PIR} \geq l_{0,min,PIR}$$

EC2-1-1, Eq. 8.10 + EAD 330087

Per i fattori α si fa riferimento a EC2-1-1 [1], Tabella 8.2, considerando che α_1 α_4 sono pari a 1 per l'armatura post-installata (fare riferimento alla Tabella 5.1 del Capitolo 5. In questo caso abbiamo:

$$\alpha_1 = 1.0$$

$$\alpha_4 = 1.0$$

$$\alpha_2 = 1 - 0.15 \cdot (c_d - \phi)/\phi \geq 0.7$$

Influenza del copriferro

$$= 1 - 0.15 \cdot (60 - 14)/14 = 0.51 \rightarrow 0.7$$

$$\alpha_3 = 1 - K\lambda \geq 0.7$$

Influenza dell'armatura trasversale

$$\lambda = \Sigma A_{st}/A_s$$

$$A_{st} = 231 \text{ mm}^2 ; K = 0.05$$

$$\alpha_3 = 1 - 0.05 \cdot 208/154 = 0.92 \rightarrow 1.0$$

$$\text{poiché } \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \geq 0.7$$

EC2-1-1, Eq. 8.5

$$\alpha_5 = 1.0$$

Nessuna pressione trasversale

$$\alpha_6 = 1.5$$

EC2-1-1, Tab. 8.3

$$l_{b,rqd} = (\phi/4) \cdot (\sigma_{sd}/f_{bd,PIR})$$

EC2-1-1, Eq. 8.3 + ETA 11/0390

$$l_{b,rqd} = (14/4) \cdot (338/2.7) = 438 \text{ mm}$$

$$l_{0,PIR} = 0.7 \cdot 1.5 \cdot 438 = 460 \text{ mm}$$

$$l_{0,min,PIR} = \alpha_{lb} \cdot \max\{0.3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd,PIR}; 15 \cdot \phi; 200\}$$

EC2-1-1, Eq. 8.11 + ETA 11/0390

$$l_{0,min,PIR} = 1.2 \cdot \max\{198; 210; 200\} = 252 \text{ mm}$$

$l_{0,CIR} > l_{0,PIR} \rightarrow$ La lunghezza di sovrapposizione dell'armatura esistente è dimensionate in questo

caso

$$l_{v,PIR} = l_{0,CIR} + c_f = 538 + 25 = 563 \text{ mm}$$

Lunghezza di perforazione

Verifica del copriferro minimo in calcestruzzo, c_{min} secondo EAD 330087

$$c_{min} = \min\{30 + 0.06l_v; 2\phi\} = 63.8 \text{ mm} < 60 \text{ mm} \quad \text{EAD 330087, Tab. 1.2 (senza guida di perforazione)}$$

Nota: L'uso di una guida per la foratura non è obbligatorio, ma consigliato poiché $63,8 \text{ mm} > 60 \text{ mm}$.

$$c_{min} = \min\{30 + 0.02l_v; 2\phi\} = 41.3 \text{ mm} < 60 \text{ mm} \quad \text{EAD 330087, Tab. 1.2 (con guida di perforazione)}$$

Progettazione sismica

Supponendo che la stessa connessione debba resistere all'azione sismica, occorre osservare quanto segue:

1. Il calcolo della lunghezza di sovrapposizione richiesta per l'armatura esistente rimane valida secondo a Sezione 5.6.1 del EC8-1 [9];
2. Il calcolo della lunghezza di sovrapposizione dell'armatura post-installata cambia, perché:
 - a. Il sistema/soluzione utilizzata deve essere valutata per le azioni sismiche
 - b. Il valore $f_{bd,PIR}$ è sostituito dal $f_{bd,seis}$ riportato nell'ETA pertinente. A seconda dell'applicazione, può essere consigliabile sostituire σ_{sd} con f_{yd} nei calcoli della lunghezza di sovrapposizione

L'azione sismica potrebbe comportare l'inversione del segno del momento flettente e quindi la configurazione dell'armatura dello strato superiore potrebbe essere diversa. Questa situazione non viene analizzata in questo esempio.

NOTA: Il sistema Hilti HIT-CT 1 (ETA-11/0390) non è valutato per resistere alle azioni sismiche. Pertanto, questo sistema/soluzione è stato sostituito da HILTI HIT-HY 200-R V3 (ETA-19/0600) [29]

Ripetendo il calcolo per le azioni statiche e sismiche utilizzando i valori pertinenti inclusi nell'ETA-19/0600 [30] si ottengono le seguenti lunghezze di installazione, l_v :

Sistema	Strato armatura	l_v per il caso statico	l_v per il caso sismico (f_{yd})
HIT-CT 1	Superiore	120 mm	N.A
	Inferiore	563 mm	N.A
HIT-HY 200-R V3	Superiore	100 mm	100 mm
	Inferiore	563 mm	697 mm

Progettazione per esposizione al fuoco

Come avviene comunemente nella pratica, il nuovo collegamento deve soddisfare i requisiti di esposizione al fuoco. In questo caso è necessaria una resistenza al fuoco R 60.

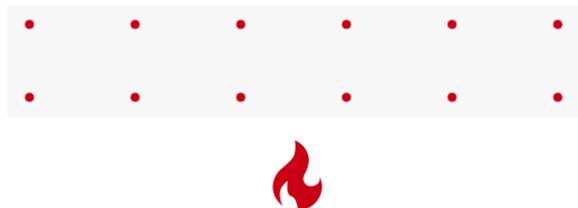


Figura 5.11. Sezione trasversale di una soletta esposta al fuoco - schema

Nota: secondo EC1-1 [1] la combinazione di progettazione sismica e al fuoco non sono solitamente contemporanee. Disposizioni diverse possono essere applicabili in base alle normative nazionali o per applicazioni in edifici e/o infrastrutture speciali.

Il carico sulla connessione può essere ridotto considerando che si sta considerando una combinazione di carico eccezionale:

$$M_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot M_d = 0.7 \cdot 40 = 28 \text{ kNm}$$

$$V_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot V_d = 0.7 \cdot 30 = 21 \text{ kNm}$$

Cambiano anche i coefficienti parziali di sicurezza dei materiali:

$$\gamma_{s,fi} = \gamma_{c,fi} = 1.0$$

L'analisi sezionale dipende dall'approccio progettuale adottato. In questo caso scegliamo l'approccio tabulare (Sez. 5 EC2-1-2 [8]). Ciò è possibile, perché la soletta soddisfa i requisiti posti in Tabella 5.9 del EC2-1-2 [8] (ovvero, per R60, lo spessore minimo della soletta è di 180 mm e quello del copriferro è almeno 15 mm). Quindi, l'analisi della sezione trasversale effettuata nella condizione "a freddo" è ancora valida e non ce bisogno di riverificare le barre esistenti per il tempo di esposizione al fuoco di 60 minuti. Tuttavia, la lunghezza di sovrapposizione necessaria dello strato inferiore dell'armatura post-installata deve essere ricalcolata considerando la riduzione della tensione di aderenza dovuta alla temperatura elevata.

La temperatura nell'armatura post-installata è costante su tutta la sua lunghezza ed è dipende dal copriferro ($c_{PIR} = 60 \text{ mm}$). Può essere calcolato seguendo i principi del EC2-1-2 [8] o con il metodo agli elementi finiti, ad esempio utilizzando PROFIS Engineering. In questo caso viene calcolata una temperatura nell'armatura post-installata di $181,1 \text{ }^\circ\text{C}$.

Verifica dell'acciaio

La verifica lato acciaio non è decisiva, perché viene utilizzato l'approccio tabulare.

Strato inferiore – lunghezza di sovrapposizione richiesta per l'armatura post-installata

Per il sistema HY 200-R V3 (ETA-19/0600 [30]), otteniamo la seguente tensione di aderenza di progetto (fare riferimento **Figura 5.12**):

$$f_{bd,fi} = k_{fi}(\theta) \cdot f_{bd,PIR} \cdot \gamma_c / \gamma_{c,fi} = 0.20 \cdot 2.7 \cdot 1.5 / 1.0 = 0.81 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ETA-19/0600}$$

Dopo aver ripetuto per questa condizione gli stessi calcoli del caso statico, sostituendo $f_{bd,PIR}$ con $f_{bd,fi}$ si ottiene una lunghezza di foratura necessaria per la sovrapposizione di 1089 mm.

$$l_v = 1089 \text{ mm} > l_{v,max} = 1000 \text{ mm} \quad \text{ETA-19/0600, verifica non soddisfatta} \quad \text{!}$$

Nota: $L_v > l_{v,max}$ (secondo l'ETA-19/0600). Ciò significa che non è possibile garantire una corretta iniezione della resina e l'installazione dell'armatura, in quanto per questo prodotto, l'idoneità per ancoraggi maggiori di 1000 mm non è stata testata nella procedura di valutazione secondo EAD 330087 [7].

A titolo di esempio, vengono messi a confronto i seguenti ancoranti chimici Hilti: HIT-HY 200-R V3 (ETA-19/0600 [30]), HIT-RE 500 V4 (ETA-20/0540 [31]) e HIT-FP 700-R (ETA-21/0264 [32]) determinando le lunghezze necessarie per la sovrapposizione delle armature post-installate a quelle esistenti per le varie condizioni di carico.

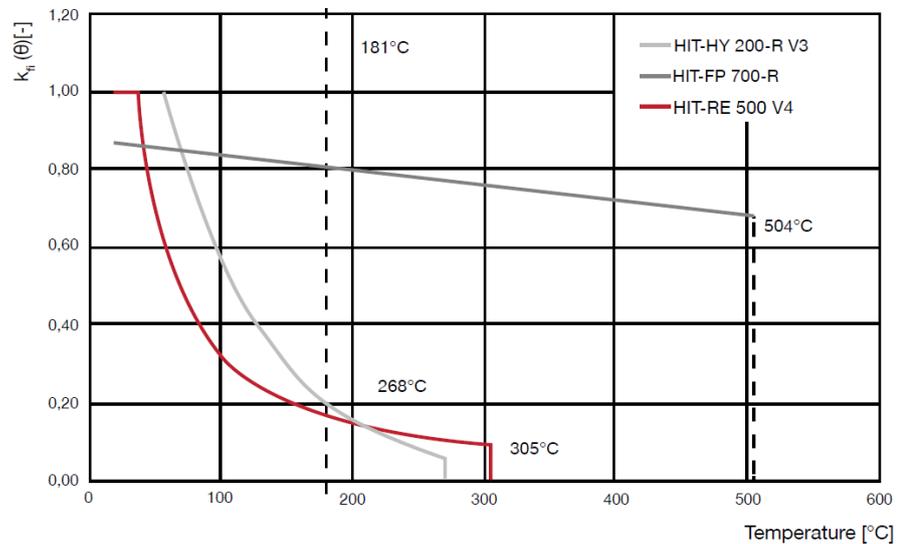


Figura 5.12. Confronto delle prestazioni in caso di esposizione al fuoco dei sistemi Hilti HIT-HY 200-R, HIT-RE 500 e Hilti HIT-FP 700-R nel calcestruzzo C25/30

Di seguito sono riportati i risultati e le raccomandazioni per la scelta del sistema/soluzione appropriata:

Sistema	Strato	l_v per il caso statico	l_v per il caso sismico ($f_{v,d}$)	l_v per il caso incendio
HIT-HY 200-R V3	superiore	100 mm	100 mm	100 mm
	inferiore	563 mm	697 mm	N.A. (1089 mm)*
HIT-RE 500 V4	superiore	100 mm	100 mm	100 mm
	inferiore	563 mm	697 mm	1284 mm
HIT-FP 700-R	superiore	150 mm	150 mm	150 mm
	inferiore	569 mm	723 mm	340 mm

* Non verificato perché la lunghezza non disponibile in ETA

Nota: Considerando le combinazioni statiche, sismiche ed esposizione al fuoco, possiamo dire che entrambi i sistemi HIT-RE 500 V4 e HIT-FP 700-R resistono al fuoco e al sisma. HIT-RE5 00-V4 è la scelta preferita tra le alternative in termini di lunghezza necessaria per la sovrapposizione per il caso sismico mentre la HIT-FP 700-R lo è per la resistenza al fuoco.

Note aggiuntive:

- Hilti consiglia una lunghezza totale di perforazione l_v pari alla somma della lunghezza di sovrapposizione l_o e dell'eccentricità (e) tra l'armatura esistente e l'armatura post-installata per soddisfare i dettagli costruttivi (cfr. Figura 5.1b), fino a un massimo di $e = 10 \cdot \varnothing$ (oltre la quale potrebbe non essere valido il trasferimento del carico tramite il puntone locale);
- Per completare la progettazione della connessione allo stato limite ultimo, è necessaria anche una verifica del trasferimento a taglio dell'interfaccia. Vedi il Capitolo 7 di questo manuale per maggiori dettagli.

6. PROGETTAZIONE DELLE GIUNZIONI IN NODI SENZA SOVRAPPOSIZIONE DELLE ARMATURE

6.1 Generale

I collegamenti con un ancoraggio terminale nel nodo sono una categoria di applicazioni con armature post-installate che in genere consentono la connessione di elementi strutturali perpendicolari a quelli esistenti. Questa applicazione è necessaria quando non è possibile una giunzione sovrapponendo le barre post-installate a quelle già esistenti nell'elemento strutturale al quale si sta ancorando. Questo capitolo si concentra sulle fasi di progettazione per calcolare la lunghezza di ancoraggio richiesta per l'armatura post-installata nel nodo di un collegamento strutturale utilizzando diversi metodi di calcolo, per varie azioni di carico (statico, sismico e incendio) seguendo le disposizioni di progettazione di EN 1992-1-1 (EC2-1-1 [1], per statico), EN 1992-1-2 (EC2-1-2 [8], per incendio) e/o EN 1998-1 (EC8-1 [9], per sismico). Nella Tabella 6.1 vengono riportati i metodi di progettazione attualmente disponibili per gli ancoraggi terminali nei nodi strutturali per diverse tipologie di carico (sollecitazione nell'interfaccia), i tipi di carico e le ETA associate.

Tabella 6.1. Metodi di progettazione per le connessioni di ancoraggio terminale nei nodi

Metodo di progettazione	Direzione del carico / sollecitazione nell'interfaccia	Tipo di carico	Aderenza (ETA)
Eurocodice lunghezza di ancoraggio	Taglio con o senza compressione	Statico / Sismico / Incendio	EAD 330087
Eurocodice tirante-puntone	Flessione (uniassiale) e taglio con o senza compressione	Statico	EAD 330087
EOTA TR 069	Flessione (mono- o bi-assiale) e taglio con compressione o trazione	Statico / Sismico	EAD 332402

6.2 Lunghezza di ancoraggio di base secondo EC2-1-1

La progettazione delle armature post-installate (senza sovrapposizione alle armature esistenti) qualificate per azione di carico statico e quasi statico segue le disposizioni della Sezione 8.4 del EC2-1-1 [1], che sono le stesse delle armature gettate in opera. Ulteriori disposizioni applicabili sono contenute nell'EAD 330087 [7]. Le fasi di progettazione delle connessioni senza sovrapposizione con barre d'armatura post-installate sono riportate qui di seguito.

Come già discusso nel Capitolo 5, la lunghezza di ancoraggio di base richiesta $l_{b,rqd,PIR}$ è funzione dell'aderenza specifica di un prodotto $f_{bd,PIR}$ riportata nell'ETA pertinente e si esprime con l'equazione:

$$l_{b,rqd,PIR} = (\phi/4) \cdot (\sigma_{sd}/f_{bd,PIR}) \quad \text{EC2-1-1, Eq. 8.3 + EAD 330087}$$

dove:

σ_{sd} è la sollecitazione di progetto dell'armatura;

ϕ è il diametro dell'armatura.

La lunghezza finale di ancoraggio di progetto l_{bd} , è data dall'equazione

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd,PIR} \geq l_{b,min,PIR} \quad \text{EC2-1-1, Eq. 8.4 + EAD 330087}$$

Dove:

$l_{b,min,PIR}$ è la lunghezza minima dell'ancoraggio data dalle equazioni,

$$l_{b,min,PIR} > \alpha_{1b} \cdot \max\{0.3 \cdot l_{b,rqd,PIR}; 10 \cdot \phi; 100 \text{ mm}\} \quad (\text{trazione}) \quad \text{EC2-1-1, Eq. 8.6}$$

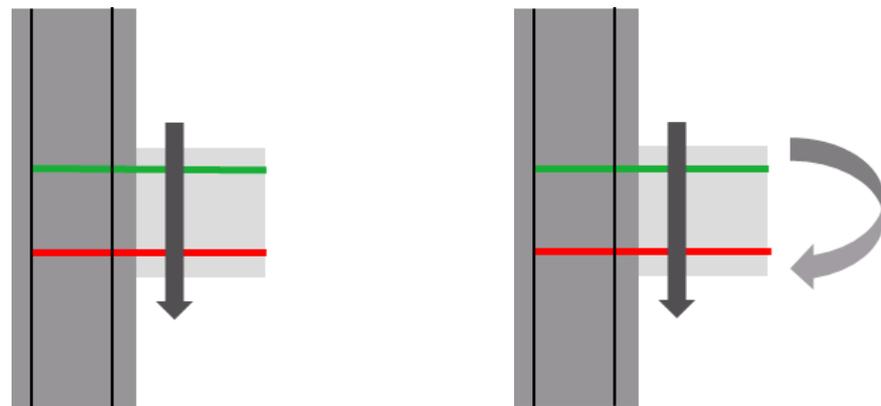
$$l_{b,min,PIR} > \alpha_{1b} \cdot \max\{0.6 \cdot l_{b,rqd,PIR}; 10 \cdot \phi; 100 \text{ mm}\} \quad (\text{compressione}) \quad \text{EC2-1-1, Eq. 8.7}$$

$$l_{bd,PIR} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd,PIR} \geq l_{b,min,PIR} \quad \text{EC2-1-1, Eq. 8.4 + EAD 330087}$$

I coefficienti d'influenza α sono gli stessi già spiegati nel Capitolo 5.

Secondo la filosofia progettuale dell'EC2-1-1 [1], queste disposizioni si applicano direttamente quando l'ancoraggio si trova in una porzione dell'elemento esistente in cui il calcestruzzo è in compressione, ad esempio l'ancoraggio di barre longitudinali di un pilastro o di una parete sollecitata prevalentemente a compressione. Altre situazioni sono descritte nelle sezioni seguenti (vedere Figura 6.1).

Nel caso di solaio/trave che si collega a un muro/pilastro, il collegamento è spesso modellato e progettato come semplicemente appoggiato. Questa ipotesi è legata alle condizioni preliminari e alle precauzioni illustrate nella Sezione 6.2.1. In questo caso, si verifica principalmente il trasferimento di forze di taglio e compressione ma non viene considerato alcun momento flettente di progetto (Figura 6.1a). In alternativa, una connessione può essere considerata rigida/resistente al momento quando deve essere progettata per il momento flettente insieme alla forza di taglio di progetto (Figura 6.1b).



a) Connessione a cerniera (semplicemente appoggiata)

b) Connessione rigida (vincolo a momento)

Figura 6.1. Connessioni comuni di ancoraggi terminali nei nodi strutturali

6.2.1 Progettazione per connessioni semplicemente appoggiate

Poiché la forza di progetto per le connessioni semplicemente appoggiate è principalmente il taglio, la lunghezza dell'ancoraggio è derivata seguendo le disposizioni per l'interruzione delle armature longitudinali tese come da EC2-1-1 [1], Sezione 9.2.1.3 e 9.2.1.4 per le travi e 9.3.1.1 (4) per la soletta. La forza di trazione nell'armatura inferiore da ancorare (vedi Figura 6.2) è data dalla seguente equazione.

$$F_E = |V_{Ed}| \cdot a_l / z + N_{Ed} \quad \text{EC2-1-1, Eq. (9.3)}$$

dove:

$a_l = z \cdot (\cot\theta - \cot\alpha) / z$ per gli elementi con armatura a taglio (ad es. travi) con θ e α rispettivamente l'angolo del puntone e l'inclinazione dell'armatura a taglio, e in cui z è il braccio di leva interno;

$a_l = d$ per elementi senza armatura a taglio (ad es. solette), dove d è l'altezza utile della sezione trasversale

Nota: Il progettista deve considerare il momento dovuto all'incastro parziale nelle connessioni semplicemente supportate.

Il trasferimento di taglio attraverso la sezione trasversale del calcestruzzo viene invece progettato utilizzando la Sezione 6 del EC2-1-1 [1] (vedere il Capitolo 7 di questo manuale per maggiori dettagli). Inoltre, l'ingegnere progettista dovrebbe considerare un incastro parziale di tali connessioni secondo gli approcci di progettazione applicabili o le normative/standard di progettazione locali (ad esempio, le Sezioni 9.2.1.2 (1) e 9.3.1.2 (2) del EC2-1-1 [1] rispettivamente per travi e solai). Questo incastro parziale deriva dalla rigidità del giunto che dipende dalla rigidità relativa delle sezioni trasversali degli elementi che si intersecano. Si origina dunque una forza di trazione nelle armature superiori. Seguendo la teoria dell'ancorante con i meccanismi portanti discussi nel Capitolo 2, è necessario verificare le modalità di rottura associate.

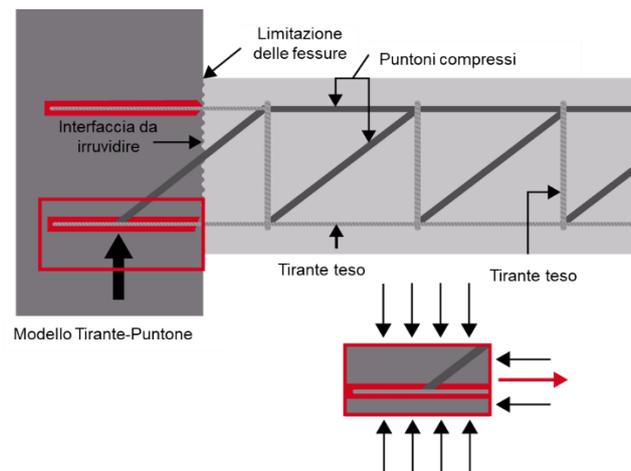


Figura 6.2. Forze interne per connessioni semplicemente appoggiate

Nota: Trascurare l'incastro parziale può portare all'apertura di un'ampia fessura dell'interfaccia. Solitamente è possibile una redistribuzione del momento (non nel caso delle mensole!), mentre nessuna redistribuzione è applicabile per le forze di taglio. L'impossibilità di trasferire le forze di taglio attraverso la parte fessurata dell'interfaccia può causare una rottura fragile della connessione.

6.3 Progettazione per azioni statiche (nodi resistenti al momento)

La progettazione dell'ancoraggio delle armature con forze assiali derivanti dai momenti trasmessi nel nodo rigido può essere realizzata utilizzando due metodi (modelli tirante-puntone e EOTA TR 069 [2]) come descritto nelle sezioni seguenti.

6.3.1 Modello a tirante-puntone secondo i principi dell'Eurocodice

EC2-1-1 [1] fornisce indicazioni per lo sviluppo di modelli a tirante-puntone per la progettazione di elementi strutturali in calcestruzzo armato. Questi possono essere opportunamente utilizzati anche per la progettazione di connessioni con sistemi di barre post-installate. Per eseguire questa modellazione l'elemento strutturale è suddiviso in regioni di continuità e in regioni di discontinuità che nella letteratura anglosassone si chiamano rispettivamente B-region e D-region (cfr. Figura 6.3a). Le B-region sono parti di strutture dove è applicabile l'ipotesi di Bernoulli (diagramma delle deformazioni lineare) e possono essere progettate sulla base della teoria classica delle travi. Le D-region sono parti della struttura con una variazione delle deformazioni molto complessa. Includono le parti strutturali vicine a bruschi cambiamenti nella geometria (discontinuità geometriche) o forze concentrate (discontinuità statiche). La progettazione delle zone di discontinuità (D-region) è complessa e richiede una chiara comprensione del flusso delle forze e quindi nel modello a tirante-puntone, queste forze interne sono idealizzate come elementi reticolari, in cui la compressione (puntoni) e la trazione (legami) vengono opportunamente determinati nella regione. Nelle zone in trazione la resistenza è fornita dall'armatura mentre la resistenza a compressione del calcestruzzo viene verificata nei puntoni. Il modello tirante-puntone deve essere

Nota: La scelta di un modello a Tirante-Puntone adatto per un'applicazione richiede un giudizio ingegneristico.

Fasi di progettazione con il modello tirante-puntone Hilti

Un esempio di riferimento viene dunque presentato per presentare le fasi di progettazione di un nodo rigido con armatura post-installata utilizzando un modello idoneo a tirante-puntone raffigurato con una distribuzione ideale delle forze (vedere Fig. 6.5): Di seguito il significato dei simboli: f_{xx} sono forze interne; m_x sono momenti esterni; n_x sono forze assiali esterne; z_1 è il braccio di leva interno della sezione del nuovo elemento e z_2 è il braccio di leva interno della sezione dell'elemento esistente

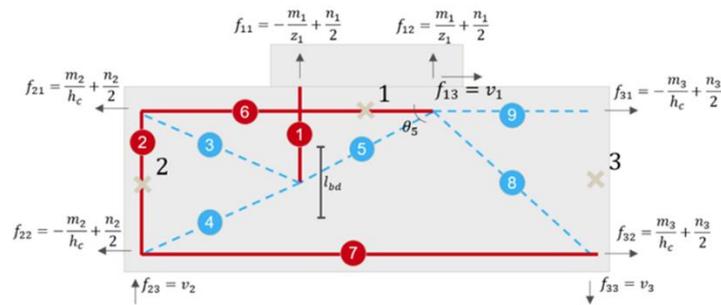


Figura 6.5. Forze interne nel modello tirante-puntone per l'applicazione di armature post-installate

- 1) Calcolo dell'angolo θ tra il puntone (n°5 in figura) e l'interfaccia tra l'elemento esistente e quello nuovo (6):

$$30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ = \min \{60^\circ; \arctan (h_{ex} - (\max(30 \text{ mm}; 2\phi) - c - l_{bd}/2)/z_{1R})\}$$

dove:

h_{ex} è lo spessore dell'elemento esistente;

z_{1R} è il braccio di leva interno ridotto della sezione del nuovo elemento (ridotto all'85% in caso di momento di apertura in giunti, e nessuna riduzione se si tratta di momento di chiusura nel giunto).

Nota: Come indicato nell'equazione sopra, per ottenere un modello tirante-puntone idoneo, l'angolo θ del puntone deve essere $30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$. Vedi [33] e [34] per il background scientifico relativo a queste limitazioni.

- 2) Calcolare della lunghezza di progetto dell'ancoraggio, $l_{bd,PIR}$, secondo le disposizioni menzionate in precedenza in questo capitolo;
- 3) Calcolare della lunghezza di installazione dell'armatura post-installata l_{inst} nell'elemento esistente come:

$$l_{inst} = z_{1R} \cdot \tan\theta + \frac{l_{bd,PIR}}{2}$$

Di cui è necessario verificare la lunghezza massima possibile per l'installazione

$$l_{inst,max} = h_{ex} - \max(2 \cdot \phi; 30 \text{ mm})$$

- 4) Controllare la resistenza del puntone di compressione verificando i seguenti punti:
 - Determinare la forza di compressione sul puntone (5) utilizzando l'equazione:

$$D_{c0} = \frac{\sigma_{sd} \cdot A_s}{\sin\theta}$$

in cui A_s è l'area della sezione trasversale delle armature considerate.

- La massima compressione di progetto che può essere applicata

$$\sigma_{Rd,max} = v' \cdot k_2 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$\text{dove: } v' = 1 - f_{ck} / 250;$$

EC2-1-1 Sez. 6.5.2 (2)

$$k_2 = 0,85$$

- Resistenza a compressione del puntone (5)

$$D_{0,R} = \sigma_{Rd,max} \cdot l_{bd,PIR} \cdot w \cdot \cos\theta \geq D_{c0}$$

in cui w è la larghezza della sezione considerata.

- 5) Verificare che l'armatura superficiale dell'elemento esistente sia sufficiente ad bilanciare la forza di trazione interna (6);
- 6) Verificare la resistenza a taglio (fessurazione del calcestruzzo) nella zona di diffusione/transizione dell'elemento esistente (cioè, in questo modello Fig. 6.5, puntone 3-tirante 6 e puntone 4-tirante 7);
- 7) In un tipico modello a tirante-puntone per connessioni rigide/resistenti a momento viene ipotizzato un confinamento passivo locale nell'estensione della lunghezza dell'ancoraggio. Poiché l'armatura è ancorata nella zona di compressione, la rottura conica del calcestruzzo viene prevenuta e occorre verificare solo la rottura a sfilamento, *pull-out* (Figura 6.3b);
- 8) La lunghezza di ancoraggio di progetto $l_{bd,PIR}$ viene calcolata tenendo conto della rottura a sfilamento del sistema, del livello di sollecitazione nell'acciaio e del corrispondente valore della tensione di aderenza $f_{bd,PIR}$ come da ETA pertinente

6.3.2 Progettazione secondo EOTA TR 069

Come discusso nel Capitolo 3 di questo manuale, l'EOTA TR 069 [2] "*Design method for anchorages of post-installed reinforcing bars (rebar) with improved bond-splitting behavior as compared to EC2-1-1*" consente la progettazione di armature post-installate (qualificate per questo tipo di utilizzo) per l'esecuzione di nodi rigidi resistenti al momento, senza la necessità di usare un modello a tirante-puntone. Poiché l'ipotesi dell'ancoraggio dell'armatura post-installata nella zona di compressione non è richiesta dall'EOTA TR 069 [2], viene controllato che non si verifichi una potenziale rottura conica del calcestruzzo contemporaneamente ad altre modalità di rottura. Per di più, questo approccio progettuale considera una tensione di aderenza specifica del prodotto come da ETA pertinente (cfr. Sez. 3.3.2).

La resistenza di progetto (R_d) è la più piccola delle tre seguenti modalità di rottura:

$$R_d = \min(N_{Rd,y}, N_{Rd,c}, N_{Rd,sp}) \quad \text{EOTA TR 069, Eq. (4.1)}$$

in cui

$N_{Rd,y}$ è la resistenza di progetto allo snervamento dell'armatura post-installata;

$N_{Rd,c}$ è la resistenza conica di progetto del calcestruzzo;

$N_{Rd,sp}$ è la resistenza di progetto per *bond-splitting* dell'armatura post-installata.

Queste resistenze di progetto sono valutate con la seguente formulazione generale:

$$N_{Rd} = N_{Rk} / \gamma_M$$

N_{Rk} sono le resistenze caratteristiche ($N_{Rk,y}$ per snervamento acciaio, $N_{Rk,c}$ per rottura conica del calcestruzzo, $N_{Rk,sp}$ per *bond-splitting*) che verranno esaminate nel dettaglio nelle successive Sub-Sezioni e γ_M sono i fattori parziali di sicurezza. I fattori parziali di sicurezza per il calcolo delle resistenze di progetto come da EOTA TR069; in conformità alle norme EC2-1-1 [1], EC2-4 [3], EC8-1 [9] e alle normative nazionali applicabili sono riportati nella Tabella 6.2.

Tavola 6.2. Fattori parziali di sicurezza da considerare per le rotture secondo EOTA TR 069 [2]

Parametro	Fattore di sicurezza parziale
Snervamento delle barre	$\gamma_{Ms} = 1.15$
Rottura conica del calcestruzzo	$\gamma_{Mc} = \gamma_{inst} \cdot \gamma_c$ Dove, come da ETA $\gamma_{inst} \geq 1.0$ $\gamma_c = 1.5$
Rottura per <i>bond-splitting</i>	$\gamma_{Mp} = \gamma_{Msp} = \gamma_{Mc}$

Nota: gli elementi strutturali in calcestruzzo collegati mediante armature post-installate devono essere conformi alle disposizioni del EC2-1-1 [1] per carichi statici e quasi statici, al EC8-1 [9] per carichi sismici e alle normative nazionali applicabili.

Resistenza caratteristica per snervamento delle barre

La resistenza allo snervamento dell'armatura post-installata è data dall'equazione:

$$N_{Rk,y} = A_s \cdot f_{yk} \quad \text{EOTA TR 069, Eq. (4.2)}$$

dove

A_s è l'area della sezione trasversale della barra;

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

Resistenza caratteristica per rottura conica del calcestruzzo

Per la valutazione della resistenza caratteristica del cono del calcestruzzo ($N_{Rk,c}$), si rimanda alle disposizioni riportate nel EC2-4 [3] con alcune eccezioni (ad esempio, nessun limite al numero massimo delle barre, dato dall'equazione):

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EOTA TR 069, Eq. (4.3)}$$

$N_{Rk,c}^0$ è la resistenza caratteristica per una singola armatura post-installata e non influenzata da altre armature o bordi adiacenti valutata come:

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot l_b^{1.5} \quad \text{EOTA TR 069, Eq. (4.4)}$$

in cui:

k_1 è un fattore che dipende dalle condizioni in cui si trova il calcestruzzo ossia fessurato oppure non fessurato. il cui valore è indicato nella ETA pertinente. Se il valore non è diversamente specificato nella ETA ci si rifà a valori suggeriti che sono $k_1 = 7.7$ per il calcestruzzo fessurato e $k_1 = 11.0$ per il calcestruzzo non fessurato .;

l_b è la lunghezza di ancoraggio della barra d'armatura post-installata.

Tutti gli altri fattori che influenzano l'equazione sono chiariti di seguito:

- 1) Il rapporto $A_{c,N}/A_{c,N}^0$ prende in considerazione l'effetto geometrico dell'interasse tra le barre ($s_{cr,N}$), e della distanza dal bordo (c), (vedi Figura 6.6).

In cui, $A_{c,N} = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N}$, è l'area proiettata di riferimento (ideale) secondo l'Equazione 4.4 del EOTA TR 069 [2], in cui $s_{cr,N} = 3 \cdot l_b$; $A_{c,N}^0$ è l'area di progetto effettiva del gruppo di armature tese secondo EC2-4 [3]

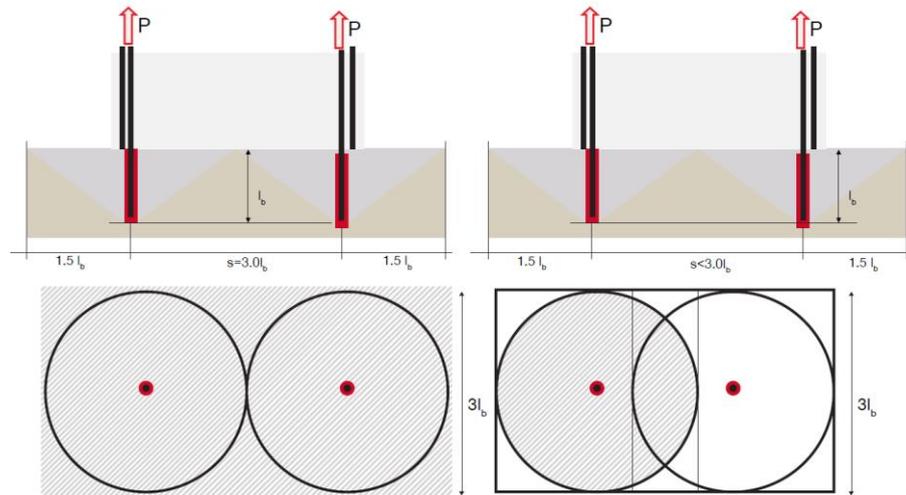


Figura 6.6. Effetto geometrico dell'area proiettata del cono di calcestruzzo

- 2) $\psi_{s,N}$ è il fattore che considera l'interferenza dello stato tensionale con i bordi del elemento in calcestruzzo ed è valutato come (Figura 6.7). $\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1.0$, dove c è la distanza tra l'armatura e il bordo più vicino ed $c_{cr,N}$ è fornito nella ETA pertinente.

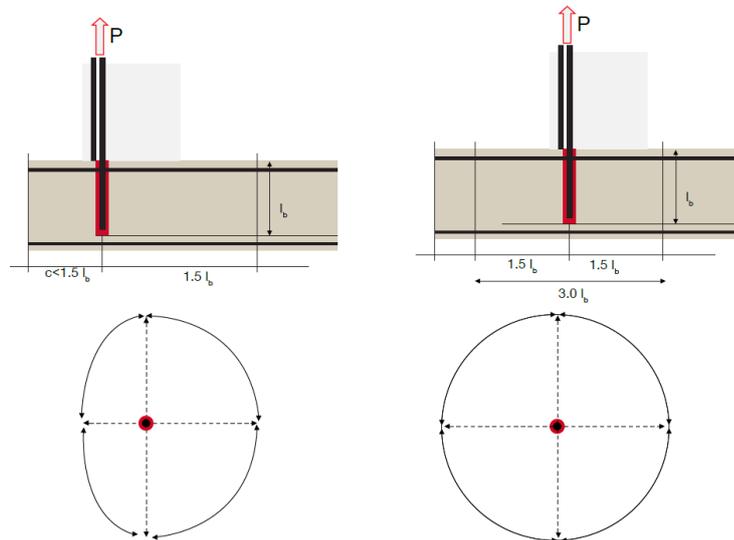


Figura 6.7. Effetto della vicinanza al bordo del calcestruzzo

- 3) $\psi_{ec,N}$ è il fattore che considera l'effetto dell'eccentricità e_N della sollecitazione di trazione risultante di un gruppo di barre di armature post-installate (Fig. Fig. 6.8.) ed è valutato

$$\text{come } \psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2 \cdot \frac{e_N}{s_{cr,N}}} \leq 1.0.$$

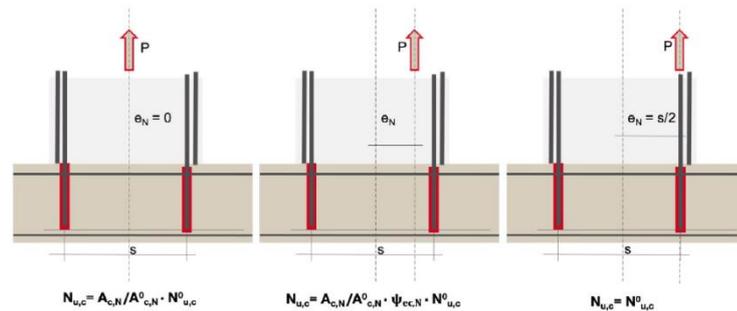


Fig. 6.8. Effetto dell'eccentricità del carico

- 4) $\psi_{re,N}$ è il fattore che tiene conto di una possibile riduzione della resistenza delle barre post-installate dovuta all'effetto dell'armatura superficiale densa nel calcestruzzo esistente. È dato dall'equazione $\psi_{re,N} = 0.5 + \frac{l_b}{200} \leq 1.0$. Questo fattore può essere considerato pari a 1.0 nei seguenti casi:
- Se le armature esistenti (di qualsiasi diametro) sono distanziate di ≥ 150 mm
 - Se le armature esistenti con diametri ≤ 10 mm sono distanziate di ≥ 100 mm
- Questo fattore è sempre pari a 1.0, se viene mantenuta la lunghezza minima di ancoraggio $l_{b,min}$ secondo EC2-1-1 [1].
- 5) $\psi_{M,N}$ è il fattore che considera l'effetto delle sollecitazioni di compressione dovute al momento flettente agente sulla resistenza conica del calcestruzzo. Il fattore viene calcolato come $\psi_{M,N} = 2.0 - \frac{z}{1.5 \cdot l_b} \geq 1.0$, dove z è il braccio di leva tra le forze assiali (derivanti dalla scomposizione del momento agente) nella sezione trasversale del nuovo elemento (Figura 6.9). Fare riferimento all'EOTA TR 069 [2] per i casi eccezionali in cui il valore di $\psi_{M,N}$ è considerato pari a 1.0.

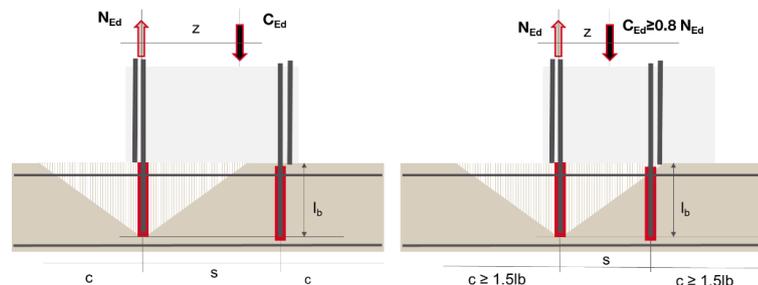


Figura 6.9. Effetto delle sollecitazioni di compressione derivanti dal momento agente

Resistenza caratteristica che corrisponde alla rottura per *bond-splitting*

La resistenza caratteristica per *bond-splitting*, $N_{Rk,sp}$, si basa sulla formula del fib Model Code 2010 [35] ed è funzione di una serie di parametri che vengono discussi qui di seguito:

$$N_{Rk,sp} = \tau_{Rk,sp} \cdot l_b \cdot \phi \cdot \pi \quad (\text{per ogni armatura di trazione}) \quad \text{EOTA TR 069 Eq. 4.10}$$

$$\tau_{Rk,sp} = \eta_1 \cdot A_k \cdot \left(\frac{f_{ck}}{25}\right)^{sp1} \cdot \left(\frac{25}{\phi}\right)^{sp2} \cdot \left[\left(\frac{c_d}{\phi}\right)^{sp3} \cdot \left(\frac{c_{max}}{c_d}\right)^{sp4} + k_m \cdot K_{tr}\right] \cdot \left(\frac{7\phi}{l_b}\right)^{lb1} \cdot \Omega_{p,tr}$$

$$\text{EOTA TR 069, Eq. 4.11a}$$

La formulazione di $\tau_{Rk,sp}$ fornisce la tensione di aderenza per *bond-splitting* dell'ancorante chimico che è funzione del stesso prodotto e prende in considerazione l'influenza della resistenza del calcestruzzo, del diametro della barra, del copriferro minimo e massimo, dell'armatura trasversale, della pressione trasversale (nell'ipotesi di calcestruzzo non fessurato) e della lunghezza di ancoraggio. La resistenza

bond-splitting è quindi limitata dalla resistenza di sfilamento *pull-out*, è sensibile alle fessure e dipende dalla lunghezza di ancoraggio, come mostrato di seguito:

$$\leq \tau_{Rk,ucr} \cdot \Omega_{cr,03} \text{ (or } \Omega_{p,tr}) \cdot \psi_{sus} \quad \text{for } 7\phi \leq l_b \leq 20\phi \quad \text{EOTA TR 069 Eq. 4.11b}$$

$$\leq \tau_{Rk,ucr} \cdot \left(\frac{20\phi}{l_b}\right)^{lb1} \cdot \Omega_{cr,03} \text{ (or } \Omega_{p,tr}) \cdot \psi_{sus} \quad \text{for } l_b > 20\phi \quad \text{EOTA TR 069 Eq. 4.11c}$$

in cui:

η_1 è un coefficiente legato alla qualità della condizione di aderenza e alla posizione della barra durante il getto. Si rimanda alla nota di cui alla Sezione 5.2.

A_k è valutato secondo l'EAD 332402 [10] e il suo valore, riportato nell'ETA pertinente, indica la resistenza base per *bond-splitting*.

$(f_{ck}/25)^{sp1}$ è il termine che considera l'influenza della resistenza del calcestruzzo sulla resistenza *bond-splitting* del sistema post-installato con ancorante chimico. Di solito, la resistenza aumenta con l'aumentare della resistenza del calcestruzzo. Il valore di *sp1* è fornito nella ETA pertinente del prodotto

$(25/\phi)^{sp2}$ è il termine che considera l'influenza data dal diametro della barra sulla resistenza *bond-splitting* del ancorante chimico. Il valore di *sp2* è definito nella ETA pertinente del prodotto. In genere, diminuisce con l'aumentare del diametro dell'armatura.

$(c_d/\phi)^{sp3}$ è il termine che considera l'influenza di un copriferro ridotto sulla resistenza *bond-splitting* del ancorante chimico. *sp3* è definito nella ETA pertinente del prodotto. Analogamente alla norma EC2-1-1 [1], c_d è il valor minimo tra il copriferro da bordo più vicino e la metà della distanza libera dalla barra di armatura più vicina. La qualifica ETA stabilisce anche che il copriferro minimo non deve essere inferiore a 2ϕ e l'equazione di progettazione stabilisce che nel denominatore si usi ϕ pari a 12 mm qualora si utilizzassero barre di dimensioni inferiori a 12 mm.

$(c_{max}/c_d)^{sp4}$ il rapporto tra copriferro massimo c_{max} e c_d considera l'influenza del confinamento dato dal copriferro sulla resistenza *bond-splitting* del sistema di barre post-installate con ancorante chimico. Il valore di *sp4* è definito nell'ETA pertinente del prodotto. c_{max} è il valor massimo tra il copriferro dal bordo più lontano e la metà della distanza libera dalla barra di armatura più vicina. Un valore basso del rapporto tra c_{max} e c_d indica il posizionamento delle barre in prossimità degli spigoli, dove il confinamento ridotto limita la resistenza *bond-splitting*. Il limite inferiore a 1.0, mentre per quello superiore l'EOTA TR069 [2] stabilisce il c_{max}/c_d pari a 3.5.

$(7\phi/l_b)^{lb1}$ considera la diminuzione della resistenza allo *splitting* del sistema di barre post-installate con ancorante chimico all'aumentare della lunghezza di ancoraggio. Il fattore di adattamento *lb1* (dall'ETA pertinente del prodotto) quantifica tale diminuzione per singolo prodotto. Quindi, più è piccolo il fattore *lb1* di un ancorante chimico e più è benefico l'impatto per ancoraggi profondi ($l_b \gg 7\phi l_b$).

$(20\phi/l_b)^{lb1}$ Analogamente alla riduzione della resistenza allo *splitting*, anche la resistenza allo sfilamento (*bond pull-out*) del ancorante chimico diminuisce in modo non lineare con l'aumento della lunghezza di ancoraggio. Tuttavia, questo effetto diventa evidente solo per lunghezze di ancoraggio superiori a 20ϕ in combinazione con copriferro ed interassi elevati. Il fattore menzionato prima *lb1*, individuabile nella 'ETA pertinente del prodotto, descrive analiticamente tale diminuzione.

$\tau_{Rk,ucr}$ è il limite superiore della resistenza per *bond-splitting* per calcestruzzo non fessurato il cui valore deve essere assunto dalla qualificazione ETA del prodotto.

$\Omega_{cr,03}$ è il fattore che prende in considerazione l'influenza della fessurazione (fino a 0,3 mm) del calcestruzzo. La presenza di fessure parallele alla lunghezza di inghisaggio della barra post-installata riduce la resistenza e questo fattore riduce il limite superiore della tensione di aderenza *bond-splitting*. Questo valore è tratto dalla ETA pertinente e la sua influenza dipende dal tipo di prodotto e dal diametro della barra.

$\Omega_{p,tr}$ è il fattore che rappresenta l'effetto della pressione trasversale (ρ_{tr}) perpendicolare all'asse dell'armatura post-installata in conformità con il fib Model Code 2010 [35]. Questo va calcolato utilizzando l'Equazione 4.13 dell'EOTA TR069 [2] e viene riportato di seguito:

$$\Omega_{p,tr} = 1.0 - \frac{0.3 \cdot \rho_{tr}}{f_{ctm}} \quad \text{for } 0 \leq \rho_{tr} \leq f_{ctm} \text{ (tension)}$$

$$\Omega_{p,tr} = 1.0 - \tan h \left[0.2 \cdot \frac{\rho_{tr}}{0.1 \cdot f_{cm}} \right] \quad \text{for } f_{ctm} \leq \rho_{tr} \leq 0 \text{ (compression)}$$

in cui:

f_{cm} è la resistenza media a compressione del calcestruzzo;

f_{ctm} è la resistenza media a trazione del calcestruzzo;

ρ_{tr} è calcolata come la media delle tensioni del calcestruzzo ortogonali all'asse della barra, valutata su un volume di 3ϕ intorno a quest'ultima.

ψ_{sus} è il fattore che prende in considerazione carichi sostenuti e viene calcolato secondo EN 1992-4 [3], EOTA TR 069 [2] e l'ETA pertinente e viene calcolato utilizzando l'Equazione 4.14 del EOTA TR069 come:

$$\psi_{sus} = 1 \quad \text{for } \alpha_{sus} \leq \psi_{sus}^0$$

$$\psi_{sus} = \psi_{sus}^0 + 1 - \alpha_{sus} \quad \text{for } \alpha_{sus} > \psi_{sus}^0$$

dove:

ψ_{sus}^0 è un fattore specifico del prodotto (estratto da ETA pertinente) che è basato sull'influenza dei carichi sostenuti;

α_{sus} è il rapporto tra il valore dei carichi sostenuti (permanenti e la parte permanente dei carichi variabili) e il valore delle azioni totali allo stato limite ultimo;

c_d si calcola come $\min\{c_x/2; c_x; c_y\}$ con la notazione di Figura Figura 6.10;

c_{max} si calcola come $\max\{c_x/2; c_x\}$ con la notazione di Figura Figura 6.10:

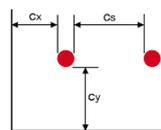


Figura 6.10. Notazione per interasse e copriferro delle barre post-installate secondo fib Model Code 2010 [35]

k_m è il fattore per l'efficacia del rinforzo trasversale (vedi Figura 6.11), e può assumere i seguenti valori:

$k_m = 12$ quando la post-installazione delle barre di armatura è confinata all'interno di staffe chiuse di armature esistenti;

$k_m = 6$ quando le barre post-installate si trovano a più di 125 mm o più di 5ϕ dal braccio verticale staffa più vicina che attraversa perpendicolarmente il piano di fessura per *splitting*;

$k_m = 0$ se una fessura da *splitting* non può intersecare l'armatura trasversale.

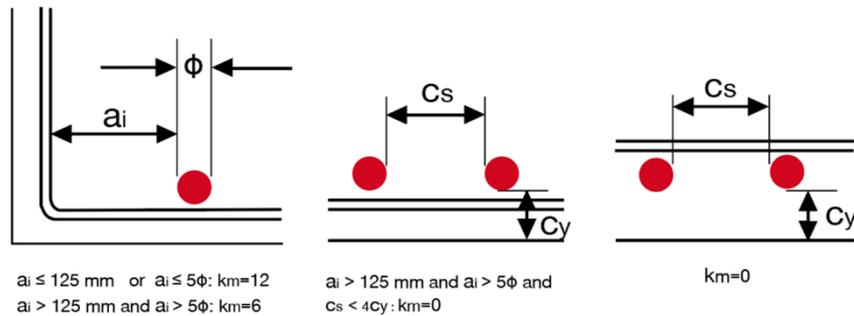


Figura 6.11. riduzione dell'efficacia del rinforzo trasversale come da fib bulletin 72 [36]

K_{tr} è il rapporto normalizzato per considerare la quantità di armatura trasversale che attraversa una potenziale superficie di splitting e si calcola calcolata come $K_{tr} = (n_t \cdot A_{st}) / (n_b \cdot \phi \cdot s_b) \leq 0.05$ in cui:

n_t è il numero delle braccia delle staffe (di confinamento) che attraversano una potenziale superficie di *splitting*;

A_{st} è l'area della sezione trasversale di un braccio della staffa;

n_b è il numero di barre d'armatura ancorate/sovrapposte che attraversano la potenziale superficie di *splitting*;

s_b è il passo delle staffe confinanti.

Verifica della lunghezza minima di ancoraggio

La lunghezza di ancoraggio l_b calcolata secondo EOTA TR 069 [2] non deve essere inferiore alla lunghezza minima di ancoraggio $l_{b,min}$ calcolata come indicato nella Sezione 6.2.

Procedura e strategia di progettazione

Le tre modalità rottura considerate dall'EOTA TR 069 [2] sono riportate nel seguente diagramma che rappresenta la "gerarchia delle resistenze" (Figura 6.12) per visualizzare facilmente la rottura più probabile in funzione della sollecitazione a trazione e della lunghezza di ancoraggio delle barre. Questo consente di applicare facilmente le considerazioni della gerarchia delle resistenze, permettendo, ad esempio, di consentire solo lo snervamento dell'acciaio come modalità di rottura dominante quando possibile. L'idoneità di questo approccio è stata validata sperimentalmente [22].

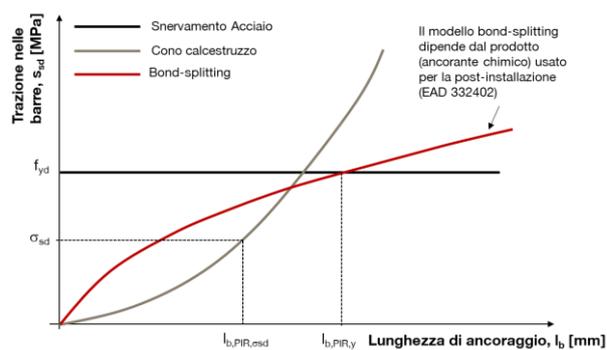


Figura 6.12. Gerarchia delle resistenze per la progettazione secondo EOTA TR 069 [2]

Verifiche aggiuntive per l'elemento esistente

Il trasferimento dei carichi tra gli elementi strutturali in calcestruzzo esistenti e quelli nuovi deve essere verificato in conformità al EC2-1-1 [1] e deve considerare tutte le possibili modalità di rottura della connessione come, ad esempio, la verifica della resistenza al taglio dell'elemento esistente e la verifica della resistenza al taglio del pannello nodale. Tra le verifiche di progetto richieste, deve essere appurato il trasferimento locale delle forze dalle barre post-installate in trazione alle armature gettate nell'elemento esistente utilizzando, ad esempio, l' Allegato A del EC2-4 [3].

6.3.3 Metodo Hilti con la tensione di aderenza migliorata (basato sui principi EC2-1-1)

Sebbene il calcolo della lunghezza di ancoraggio secondo EC2-1-1 [1] per le applicazioni senza sovrapposizione di armature sia semplice e immediato (utilizzando direttamente la tensione di aderenza delle barre post-installate come da ETA), persistono ancora delle sfide applicative. Questo è dovuto a limitazioni geometriche sia per il caso di appoggio semplice (Sez. 6.2.1) e sia nel caso di giunzioni a momento studiate con modelli a tirante-puntone secondo i principi del Eurocodice (Sez. 6.3.1). Infatti, la progettazione e la realizzazione è possibile solo quando la dimensione dell'elemento esistente è sufficiente ad accomodare la lunghezza di progetto dell'ancoraggio. Questo non è sempre possibile nella realtà applicativa ed è spesso dovuto al fatto che i ganci o le armature trasversali saldate non possono essere realizzate con le armature post-installate.

I metodi di progettazione che si basano EC2-1-1 [1] potenzialmente possono essere applicati considerando la tensione di aderenza migliorata di un ancorante chimico valutata secondo la EAD 332402 [10] (cioè la stessa che viene utilizzata per la progettazione secondo EADTR069 [2]) piuttosto che quella data da EC2-1-1 [1] (vedi Figura 3.4).

I calcoli della lunghezza dell'ancoraggio mostrati nella Sezione 6.2 vengono dunque modificati come indicato di seguito:

$$l_{b,rqd,PIR} = (\phi/4) \cdot (\sigma_{sd} \cdot \gamma_{Mc} / \tau_{Rk,sp}) \geq l_{b,min,PIR} \quad \text{EC2-1-1 Eq. 8.3 + EAD 332402}$$

dove $\tau_{Rk,sp}$ è calcolato in base a quanto descritto nella Sezione 6.3.2.

I vari fattori α dell'Equazione 8.4 del EC2-1-1 [1] non si applicano in quanto i vari parametri di influenza sono già considerati nella formulazione di $\tau_{Rk,sp}$.

Nota: è necessario rispettare i dettagli costruttivi indicati dalla normativa vigente e dalla ETA del prodotto. Si può far riferimento alla Sezione 5.2.1 per le regole di dettaglio dell'armatura post-installata e alla Sezione 5.2.2 per i requisiti di durabilità.

6.4 Progettazione per azioni sismiche

6.4.1 Progettazione secondo l'Eurocodice

Per la progettazione delle lunghezze di ancoraggio delle armature post-installate sotto azioni sismiche, sono valide le stesse disposizioni per l'armatura gettata in opera descritte dalla Sezione 5.6.1 del EC8-1 [9] (incluse quelle del caso statico). Tuttavia, deve essere valutata l'idoneità della resina per le armature post-installate a resistere al carico sismico (ciclico). Questo avviene tramite valutazioni sismiche (*assessment*) in base a vari parametri di influenza. Successivamente i valori di tensione di aderenza di progetto $f_{bd,seis}$ vengono riportati nell'ETA di riferimento. Questi valori devono essere utilizzati al posto di $f_{bd,PIR}$ nelle equazioni di cui alla Sezione 6.2.

Nota: Il copriferro minimo deve essere $c_{min,seis}$ invece di c_{min} . Il suo valore è riportato nell'ETA pertinente valida per carichi sismici.

Nota: Queste disposizioni dell'Eurocodice sono valide solo per vincolo di semplice appoggio e non per le modellazioni con tirante-puntone

E' necessario evidenziare che ulteriori regole di dettaglio riportate in EC8-1 [9] e le normative nazionali applicabili devono essere rispettate. Tutti gli altri valori dei coefficienti e i calcoli di progetto per la sismica rimangono gli stessi del carico statico.

6.4.2 Progettazione secondo EOTA TR 069

Attualmente, l'unico metodo disponibile per la progettazione sismica di armature post-installate per nodi rigidi che resistono al momento flettente è fornito dall'EOTA TR 069 [2]. Seguendo la filosofia della progettazione sismica dell'EC8- [9], la resistenza di progetto sismica $R_{d,eq}$ dovrà essere lo snervamento della barra. Pertanto, la seguente equazione deve essere soddisfatta:

$$R_{d,eq} = N_{Rd,y,eq} \leq \min (N_{Rd,c,eq} ; N_{Rd,sp,eq}) \quad \text{EOTA TR 069, Eq. 5.1}$$

in cui:

$N_{Rd,y,eq}$ è la resistenza sismica di progetto allo snervamento delle armature post-installate;

$N_{Rd,c,eq}$ è la resistenza sismica di progetto del cono di calcestruzzo;

$N_{Rd,sp,eq}$ è la resistenza sismica di progetto sismico per *bond-splitting* delle armature post-installate.

L'espressione generale per valutare la resistenza di progetto è: $N_{Rd} = N_{Rk} / \gamma_M$

in cui N_{Rk} sono le resistenze caratteristiche nel caso sismico rispetto alle diverse modalità di rottura ($N_{Rk,y,eq}$ per snervamento acciaio, $N_{Rk,c,eq}$ per la conica del calcestruzzo e $N_{Rk,sp,eq}$ per *bond-splitting*) che verranno esaminate nel dettaglio nelle successive Sub-Sezioni, e γ_M sono i fattori parziali di sicurezza per il calcolo delle resistenze di progetto come da EOTA TR069 in e conformità alle norme EC2-1-1 [1], EC2-4 [3], EC8-1 [9] e alle normative nazionali applicabili sono riportati nella Tabella/Tavola 6.22.

Nota: $N_{Rd,c,eq}$ or $N_{Rd,sp,eq}$ possono essere accettabili come modalità di rottura decisive. Questo è possibile se si prevede un meccanismo plastico del sistema strutturale duttile per un livello di domanda in cui il collegamento con barre di armature post-installate (progettato secondo EOTA TR 069 [2]) è ancora elastico.

Resistenza caratteristica sismica allo snervamento dell'armatura

La resistenza sismica di progetto allo snervamento delle armature in acciaio post-installate è data dalla seguente equazione che prende in considerazione anche la potenziale sovra-resistenza dovuta all'incrudimento:

$$N_{Rk,y,eq} = \gamma_{Rd} \cdot N_{Rk,y} \quad \text{EOTA TR 069 Eq. 5.2}$$

dove:

$N_{Rk,y}$ è la resistenza caratteristica statica allo snervamento (come riportato nella Sez. 6.3.2);

$\gamma_{Rd} \geq 1.0$ è il fattore che tiene conto di eventuale sovra-resistenza dovuta all'incrudimento dell'acciaio. Il valore di γ_{Rd} è funzione del livello di duttilità per il quale è progettato il collegamento. Possono essere utilizzati i valori 1.0 e 1.2 rispettivamente per DCM e DCH, in conformità alle disposizioni della CL. 5.6.2.2 del EC8-1 [9].

Resistenza caratteristica sismica del cono di calcestruzzo

La resistenza sismica corrispondente alla rottura del cono di calcestruzzo viene calcolata con la seguente formulazione:

$$N_{Rk,c,eq} = \alpha_{eq} \cdot N_{Rk,c} \quad \text{EOTA TR 069 Eq. 5.3}$$

in cui:

α_{eq} è un fattore riduttivo dipendente dalla ampiezza delle fessure.

$\alpha_{eq} = 1.0$ se la larghezza della fessura è = 0,3 mm;

$\alpha_{eq} = 0.85$ se la larghezza della fessura è $\geq 0,3$ mm.

$N_{Rk,c}$ è la resistenza caratteristica statica del cono del calcestruzzo (come riportato nella Sez. 6.3.2)

Resistenza caratteristica sismica per lo sfilamento e bond-splitting

La resistenza sismica si ottiene con la stessa formulazione impiegata per il carico statico. Le equazioni (4.11a, 4.11b e 4.11c) del EOTA TR 069 vengono modificate per tenere conto della sensibilità della resina al carico ciclico (quantificata attraverso dei fattori che si inseriscono nel calcolo della $\tau_{Rk,sp,eq}$) come riportato di seguito:

$$\tau_{Rk,sp,eq} = \eta_1 \cdot \alpha_{eq,sp} \cdot A_k \cdot \left(\frac{f_{ck}}{25}\right)^{sp1} \cdot \left(\frac{25}{\phi}\right)^{sp2} \cdot \left[\left(\frac{c_d}{\phi}\right)^{sp3} \cdot \left(\frac{c_{max}}{c_d}\right)^{sp4} + k_m \cdot K_{tr}\right] \cdot \left(\frac{7\phi}{l_b}\right)^{lb1}$$

EOTA TR 069 Eq. 5.4a

$$\leq \tau_{Rk,ucr} \cdot \Omega_{cr,eq} \cdot \alpha_{eq,p} \quad \text{for } 7\phi \leq l_b \leq 20\phi \quad \text{EOTA TR 069 Eq. 5.4b}$$

$$\leq \tau_{Rk,ucr} \cdot \left(\frac{20\phi}{l_b}\right)^{lb1} \cdot \Omega_{cr,eq} \cdot \alpha_{eq,p} \quad \text{for } l_b > 20\phi \quad \text{EOTA TR 069 Eq. 5.4c}$$

In cui:

$\Omega_{cr,eq}$ dipende dalle ipotesi progettuali fatte per l'ampiezza delle fessure e i suoi valori si trovano nell'ETA pertinente del prodotto.

$\alpha_{eq,p}$ e $\alpha_{eq,sp}$ sono rispettivamente i fattori di riduzione sismica per lo sfilamento e per il *bond-splitting*.

I valori di questi due fattori si trovano nell'ETA pertinente del prodotto. Tutti gli altri fattori di influenza devono essere calcolati come indicato nel caso di progettazione statica.

L'ipotesi progettuale per larghezza della fessura compresa tra 0,3 mm e 0,8 mm dipende dallo stato di sollecitazione dell'elemento esistente. Ad esempio, ci si può aspettare che si verifichi una larghezza di fessura inferiore in elementi prevalentemente caricati in compressione. D'altra parte, si dovrebbe presumere una maggiore larghezza della fessura per elementi che potrebbero deformarsi in modo significativo (ad esempio quelli con un'elevata duttilità). EOTA TR 069 [2] fornisce alcune indicazioni al riguardo di cui si presenta un estratto nella Tabella Tabella 6.33.

Tabella 6.3. Raccomandazioni sulle ampiezze massime delle fessure da EOTA TR 069 [2]

Classe di duttilità secondo EN 1998-1	Fattore di comportamento, q secondo EN 1998-1	L_v/h_{ex} [-] (rapporto inghisaggio e altezza sez.)	Assunzione della larghezza della fessura, w_k [mm]	Commento
DCL	1.0	Tutto	0.3	progettazione statica
DCM	1.0 - 1.5	≥ 0.8	0.3	progettazione sismica
		< 0.8	0.5	
DCM / DCH	1.5 - 3.0	≥ 0.8	0.5	
		< 0.8	0.8	
DCM / DCH	$> 3,0$	≥ 0.8	0.8	
		< 0.8	non coperto dal TR	

6.5 Progettazione per carico d'incendio

Nota: queste disposizioni per la progettazione al fuoco sono valide solo per i collegamenti a cerniere, semplice appoggio e non per nodi rigidi modellati a tirante-puntone e/o approcciati secondo EOTA TR 069

I principi di progettazione per l'esposizione al fuoco sono gli stessi discussi nella Sezione 5.4 per giunzioni con sovrapposizione delle armature post-installate a quelle esistenti. Tuttavia, per gli ancoraggi terminali nei nodi strutturali, la distribuzione della temperatura è solitamente variabile lungo la lunghezza di ancoraggio dell'armatura (Figura 6.13).

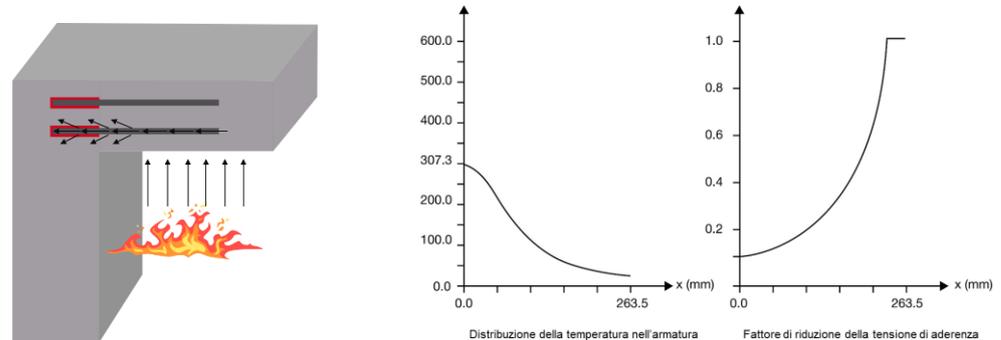


Figura 6.13. Distribuzioni tipica della temperatura nel ancoraggio terminale del nodo strutturale e del fattore di riduzione della aderenza

Calcolo della lunghezza di ancoraggio di progetto:

La lunghezza di ancoraggio di progetto può essere calcolata utilizzando le stesse regole del caso statico. Tuttavia, per il fuoco, deve essere utilizzata la tensione di aderenza ridotta come da ETA pertinente $f_{bd,fi}$, al posto di f_{bd} . La tensione di aderenza per la condizione di esposizione al fuoco $f_{bd,fi}$ **si riduce con l'aumentare della temperatura**. Questa curva viene quindi convertita nel fattore di riduzione $k_{fi}(\theta(x))$ calcolando il rapporto tra i valori della tensione di aderenza ridotta e i valori della tensione di aderenza di riferimento per l'armatura gettata in opera funzione anche della classe di calcestruzzo (fare riferimento alla Sezione 5.3 di questo manuale).

La tensione di aderenza di progetto al fuoco $f_{bd,fi}$, in una posizione 'x' lungo l'estensione dell'ancoraggio, è calcolata utilizzando l'equazione seguente:

$$f_{bd,fi} = k_{fi}(\theta(x)) \cdot f_{bd,PIR} \frac{\gamma_c}{\gamma_{c,fi}} \quad \text{EAD 330087}$$

dove:

$k_{fi}(\theta(x))$ è il fattore di riduzione in una posizione 'x' lungo l'estensione dell'ancoraggio dipendente dalla temperatura di esposizione (riportato in ETA);

$f_{bd,PIR}$ è la tensione di aderenza del sistema di armature post-installate;

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza del materiale base calcestruzzo per il caso statico (tipicamente di valore 1,5);

$\gamma_{c,fi}$ è il coefficiente parziale di sicurezza del materiale base calcestruzzo per la condizione di incendio (tipicamente di valore 1.0 - Sez. 2.3 EC2-1-2 [8]).

La resistenza al fuoco per sfilamento $N_{Rd,fi}$ delle armature post-installate valutata per una lunghezza di ancoraggio di progetto prefissata $l_{bd,fi}$ è calcolata come:

$$N_{Rd,fi} = \pi \cdot \phi \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_{c,fi}} \frac{f_{bd,fi}}{\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5} \int_0^{l_{bd,fi}} k_{fi}(\theta(x)) dx$$

Tutti i valori dei coefficienti α e i relativi calcoli per la parte al fuoco rimangono gli stessi del calcolo statico. Con 'x' si indica la distanza nella direzione assiale dell'armatura misurata a partire dall'interfaccia.

La resistenza al fuoco $N_{Rd,fi}$ calcolata secondo questo metodo di integrazione non deve essere inferiore all'azione di progetto $N_{Ed,fi}$, e richiede un processo di progettazione iterativo.

Verifica lato acciaio:

La progettazione considera la sollecitazione residua nell'armatura sotto carico d'incendio e il fattore di riduzione della resistenza dell'acciaio $k_s(\theta_{max})$, infatti:

$$N_{Ed,fi} \leq F_{yd,fi} = k_s(\theta_{max}) \cdot A_s \cdot f_{y,k} / \gamma_{s,fi}$$

dove:

$\gamma_{s,fi}$ è il coefficiente parziale di sicurezza per l'armatura sotto carico incendio (tipicamente di valore 1.0);

A_s è l'area della sezione trasversale dell'armatura (o delle armature);

$k_s(\theta_{max})$ è tratto da EC2-1-2 [8]

La temperatura θ per calcolare i fattori di riduzione per l'ancorante chimico $k_{fi}(\theta)$ e l'acciaio $k_s(\theta)$ può anche essere determinata da un'opportuna simulazione agli elementi finiti (vedi Sez. 5.4.4).

6.6 Esempi di progettazione

6.6.1 Esempio, connessione di semplice appoggio

Requisito del progetto: progettare barre d'armatura post-installate per una nuova solaio/trave semplicemente appoggiata su una struttura in calcestruzzo come mostrato di seguito.

Informazioni rilevanti sul progetto

Geometria:	Spessore solaio $h = 250$ mm
	Larghezza di riferimento solaio $b = 1000$ mm
	Campata solaio $l_n = 5$ m
	Spessore della parete $h_w = 300$ mm
	Materiali:
	Calcestruzzo classe C20/25
	Acciaio per cemento armato $f_{yk} = 500$ N/mm ²
Caricamento:	Peso proprio + carichi permanenti $G_k = 7,5$ kN/m ²
	Carichi variabili $Q_k = 20$ kN/m ²

Vita utile di progetto 50 anni

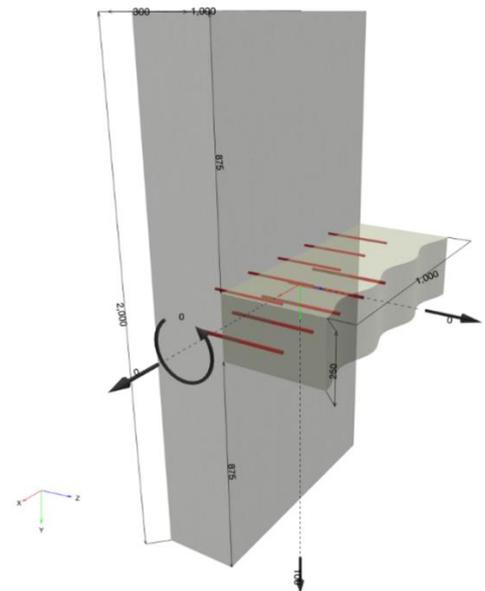


Fig. 6.14. Connessione solaio-parete

Parametri delle armature post-installate

Metodo/orientamento di foratura:	Foratura a roto-percussione / orizzontale
Temp. di installazione / in servizio:	20°C / 20°C (a lungo termine) / 40°C (a breve termine)
Condizione del materiale di base:	Secco
Disposizione delle armature post-installate:	Copriferro inferiore/superiore $C_{d,PIR} = 30$ mm
Scelta del sistema:	Hilti HIT-HY 200-R V3 (ETA-19/0600 [30])

Analisi strutturale (calcolo azioni)

$$S_{Ed} = (\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k) = (1.35 \cdot 7.5 + 1.5 \cdot 20) = 40.1 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{Ed,m} = S_{Ed} \cdot l_n^2 / 8 = 125.3 \text{ kNm/m}$$

Momento flettente massimo (in mezzeria)

$$V_{Ed,s} = S_{Ed} \cdot l_n/2 = 100.3 \text{ kNm/m}$$

Taglio massimo (al supporto)

Progettazione statica

Determinazione dell'azione sullo strato inferiore dell'armatura

Forza di trazione aggiuntiva dovuta al carico di taglio secondo EN 1992-1-1:

$$\Delta F_{td} = F_{Ed} = |V_{Ed}| \cdot a_l/z \quad \text{EC2-1-1, Eq. 9.3}$$

$$a_l = d$$

EC2-1-1, Sez. 9.3.1.1 (4)

$$\Delta F_{td} = 100 \cdot d/z = 100 \cdot 213/192 = 110.9 \text{ kN}$$

Determinazione dell'azione sullo strato superiore dell'armatura

Come descritto in Sezione 9.3.1.2 (3) del EC2-1-1 [1], quando si verifica un incastro parziale lungo il bordo di una soletta, ma tale continuità non è considerata nel calcolo, si raccomanda che le armature superiori siano in grado di sopportare un momento pari almeno al 25% del massimo momento agente nella campata adiacente. Quanto sopra si applica tipicamente per appoggi intermedi. Mentre in questo caso, essendo un appoggio di estremità, il momento da resistere può essere ridotto al 15% del

Nota: Si consiglia di verificare questa ipotesi con strumenti di analisi strutturale appropriati, ad esempio utilizzando il metodo Hardy Cross o strumenti numerici.

momento massimo nella campata adiacente.

$$M_{Ed,s} = 0.15 \cdot M_{Ed,s} = 0.15 \cdot 125.3 = 18.8 \text{ kNm/m}$$

Progettazione dello strato inferiore

Armatura inferiore in mezzzeria del solaio:

$$A_{s,rqd,m} = (M_{Ed,m} \cdot \gamma_s) / (z \cdot f_{yk}) = (125.3 \cdot 10^6 \cdot 1.15) / (192 \cdot 500) = 1501 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\phi 14/100 \text{ mm} \rightarrow A_{s,prov,m} = 1539 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Armatura in mezzzeria

Armatura post-installata necessario al supporto:

$$A_{s,min,s} = 0.5 \cdot A_{s,prov,m} = 751 \text{ mm}^2/\text{m}$$

EC2-1-1, Sez. 9.3.1.2 (1)

$$\phi 14/200 \text{ mm} \rightarrow A_{s,prov,s} = 770 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Armatura nell'appoggio

$$l_{bd,rqd} = (\phi/4) \cdot (\sigma_{sd}/f_{bd})$$

EC2-1-1, Eq. 8.3

in cui:

$$\sigma_{sd} = \Delta F_{td}/A_{s,prov} = 110.9 \cdot 10^3/770 = 144 \text{ MPa}$$

$$l_{bd,PIR} = \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd,PIR} \geq l_{b,min,PIR}$$

EC2-1-1, Eq. 8.7 + EAD 330087

$$l_{b,min,PIR} = \alpha_{lb} \cdot \max\{0.3 \cdot l_{b,rqd,PIR}; 10 \cdot \phi; 100\}$$

EC2-1-1, Eq. 8.11 + ETA-19/0600

$$l_{b,min,PIR} = 1.0 \cdot \max\{66; 140; 100\} = 140 \text{ mm}$$

Per i fattori α si fa riferimento alla Tabella 8.2 del EC2-1-1 [1], considerando che α_1 e α_4 sono pari a 1 per l'armatura post-installata. In questo caso abbiamo:

$$\alpha_2 = 1 - 0.15 \cdot (c_d - \phi)/\phi \geq 0.7$$

Influenza del copriferro

$$= 1 - 0.15 \cdot (93 - 14)/14 = 0.15 \rightarrow 0.7$$

$$\alpha_3 = 1.0 \quad \text{Nessun rinforzo trasversale}$$

$$\alpha_5 = 1.0 \quad \text{Nessuna pressione trasversale}$$

$$l_{b,rqd,PIR} = (\phi/4) \cdot (\sigma_{sd}/f_{bd,PIR}) \quad \text{EC2-1-1, Eq. 8.3 + ETA-19/0600}$$

$$l_{b,rqd,PIR} = (14/4) \cdot (144/2.3) = 219 \text{ mm}$$

$$l_{bd,PIR} = 0.7 \cdot 219 = 153 \text{ mm}$$

Progettazione dello strato superiore

$$A_{s,rqd,s} = (M_{Ed,s} \cdot \gamma_s) / (z \cdot f_{yk}) = (18.8 \cdot 10^6 \cdot 1.15) / (192 \cdot 500) = 225 \text{ mm}^2/m$$

$$A_{s,min} = (k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}) / f_{yk} \quad \text{EC2-1-1, Sez. 7.3.2 (2)}$$

$$A_{s,min} = (0.4 \cdot 1.0 \cdot 2.2 \cdot 125 \cdot 1000) / 500$$

$$A_{s,min} = 220 \text{ mm}^2/m$$

$$\phi 10/200 \text{ mm} \rightarrow A_{s,prov,m} = 392 \text{ mm}^2/m \quad \text{Armatura nell'appoggio}$$

$$\sigma_{sd} = (A_{s,rqd}/A_{s,prov}) \cdot (f_{yk} \cdot \gamma_s)$$

$$\sigma_{sd} = (225/392) \cdot (500 \cdot 1.15) = 250 \text{ MPa}$$

$$l_{b,rqd,PIR} = (\phi/4) \cdot (\sigma_{sd}/f_{bd,PIR}) \quad \text{EC2-1-1, Eq. 8.3 + ETA-19/0600}$$

$$l_{b,rqd,PIR} = (10/4) \cdot (250/2.3) = 272 \text{ mm}$$

$$l_{bd,PIR} = \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd,PIR} \geq l_{b,min,PIR} \quad \text{EC2-1-1, Eq. 8.7 + EAD 330087}$$

$$l_{bd,PIR} = 0.7 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 272 = 190 \text{ mm} > 140 \text{ mm}$$

$$N_{Ed} \geq N_{Rd,c}$$

Nota: L'ancoraggio della barra superiore non è confinato. Pertanto, una rottura conica del calcestruzzo non può essere esclusa apriori e dovrebbe essere verificata seguendo le indicazioni del EOTA TR 069 [2] e del EC2-4 [3].

$$N_{Rd,c} = N_{Rk,c} / \gamma_c \quad \text{EC2-4, Tab. 7.1}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot A_{c,N} / A_{c,N}^0 \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EC2-4, Eq. 7.1}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot l_{bd,PIR}^{1.5} \quad \text{EC2-1-1, Eq. 7.2 con } h_{ef} = l_{bd,PIR}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 7.7 \cdot \sqrt{20} \cdot 190^{1.5} = 90.2 \text{ kN} \quad \text{Ipotesi di calcestruzzo fessurato}$$

$$A_{c,N}^0 = 9 \cdot 190^2 = 324.9 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad \text{EN 1992-4, Eq. 7.3}$$

$$A_{c,N} = 1000 \cdot 3 \cdot 190 = 570 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad \text{EN 1992-4, Fig. 7.4}$$

$$N_{Rk,c} = 90.2 \cdot 570 / 324.9 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 158.2 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,c} = 158.2 / 1.5 = 105.5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = \sigma_{sd} \cdot A_{s,prov,s} = 250 \cdot 392 = 98 \text{ kN} < N_{Rd,c} = 105.5 \text{ kN} \quad \text{Verifica soddisfatta} \checkmark$$

Progettazione per esposizione al fuoco

Il nuovo collegamento deve soddisfare i requisiti di esposizione al fuoco. In questo caso è necessaria una resistenza al fuoco R 180.

Il carico sulla connessione può essere ridotto considerando che abbiamo a che fare con una combinazione di carico accidentale:

$$V_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot V_d = 0.7 \cdot 100 = 70 \text{ kNm}$$

$$\Delta F_{td,fi} = 70 \cdot d/z = 70 \cdot 213/192 = 77.6 \text{ kNm}$$

Cambiano anche i fattori parziali materiali, che sono: $\gamma_{s,fi} = \gamma_{c,fi} = 1.0$ EC2-1-2, Sez. 2.3

La temperatura nell'armatura post-installata diminuisce lungo l'asse dell'ancoraggio con l'aumentare della distanza dall'interfaccia (tra l'elemento esistente e quello nuovo). Il profilo di temperatura può essere calcolato con il metodo agli elementi finiti, ad esempio utilizzando PROFIS Engineering. Il profilo di temperatura nello strato inferiore delle armature post-installate (più vicino al fuoco) è mostrato in Figura 6.15.

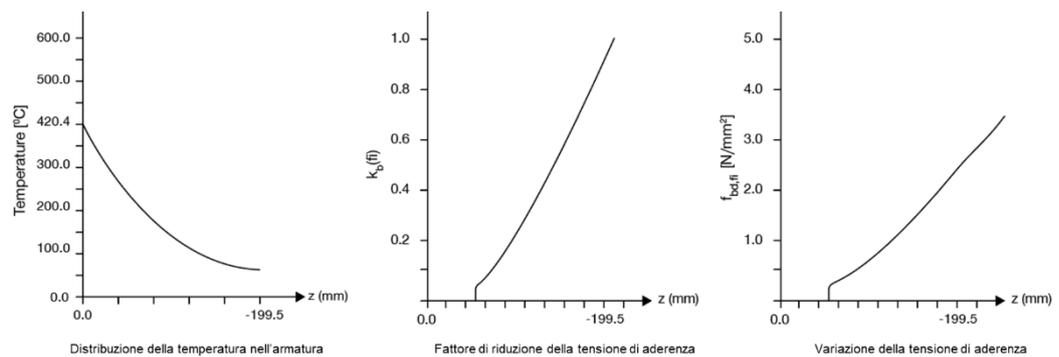


Figura 6.15. Parametri rilevanti sensibili all'esposizione al fuoco

Verifica lato acciaio

La verifica dell'acciaio in condizioni di esposizione al fuoco deve essere effettuata considerando la temperatura massima lungo la barra, ossia 420 °C.

$$N_{Ed,fi} \leq F_{yd,fi} = k_s(\theta_{max}) \cdot A_s \cdot f_{y,k} / \gamma_{s,fi}$$

$$k_s(\theta_{max}) = 1.0 - 0.4 \cdot (\theta - 350) / 150 = 0.81$$

$$N_{Ed,fi} = \Delta F_{td,fi} / n = 77.6 / 5 = 15.6 \text{ kN} \leq 0.81 \cdot 154 \cdot 500 / 1.0 = 62.4 \text{ kN} \quad \text{Verifica soddisfatta} \quad \checkmark$$

Verifica armatura post-installata - Strato inferiore

$$f_{bd,fi} = k_{fi}(\theta(x)) f_{bd,PIR} \frac{\gamma_c}{\gamma_{c,fi}} \quad \text{EAD 330087}$$

La tensione di aderenza può essere calcolata dividendo la lunghezza della barra ancorata nel calcestruzzo in piccole parti aventi livelli di temperatura costante, cioè effettuando un'integrazione (vedi Sezione 6.5). Questa integrazione deve essere ripetuta iterativamente per trovare la resistenza allo sfilamento $N_{Rd,fi}$ che uguaglia l'azione esterna $N_{Ed,fi}$. L'utilizzo di un software come PROFIS Engineering offre notevoli vantaggi per risparmiare tempo per questa progettazione. In questo caso PROFIS calcola un fattore equivalente $k_{fi} = 0.36$ (valore medio della lunghezza).

$$f_{bd,fi} = k_{fi}(\theta(x)) \cdot f_{bd,PIR} \gamma_c / \gamma_{c,fi} \quad \text{ETA-20/0540}$$

$$f_{bd,fi} = 0.36 \cdot 2.3 \cdot 1.5 / 1.0 = 1.25 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{Rd,fi} = \pi \cdot \phi \cdot f_{bd,fi} / (\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5) \cdot l_{bd,PIR,fi}$$

$$l_{bd,PIR,fi} = (N_{Ed,fi} \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5) / (\pi \cdot \phi \cdot f_{bd,fi}) = (15.6 \cdot 10^6 \cdot 0.7 \cdot 1.0 \cdot 1.0) / (\pi \cdot 14 \cdot 1.25) = 200 \text{ mm}$$

$l_{bd,PIR,fi} > l_{bd,PIR}$, pertanto, la lunghezza di foratura richiesta delle armature post-installate nello strato inferiore è pari a 200 mm.

6.6.2 Esempio, nodo rigido con modello a tirante-puntone

Requisiti del progetto: aggiunta di un nuovo muro di sostegno per la creazione di un serbatoio d'acqua in cemento armato. Connessione con barre post-installate alla platea di fondazione.

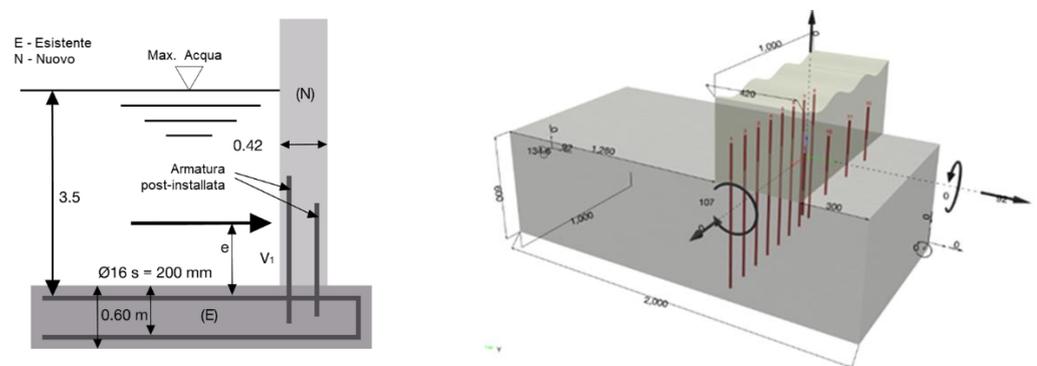


Figura 6.16. Collegamento resistente al momento (parete-fondazione)

Informazioni rilevanti

Geometria:	Spessore degli elementi intersecanti: parete $h_1 = 420$ mm; fondazione $h_2 = 600$ mm
	Altezza utile degli elementi intersecanti: parete $d_1 = 380$ mm; fondazione $d_2 = 560$ mm
Copriferro	$c_s = h_2 - d_2 = 40$ mm
Materiale:	Calcestruzzo classe C20/25 (elementi nuovi ed esistenti)
	Acciaio per cemento armato $f_{yk} = 500$ N/mm ²
Azione:	Pressione idrostatica dell'acqua
	I carichi verticali sono trascurabili
Vita utile:	50 anni
<u>Parametri delle armature post-installate:</u>	
Metodo di foratura / orientamento:	roto-percussione / verticale verso il basso
Temp. di installazione / in servizio:	20°C/20°C (Lungo termine) / 40°C (Breve termine)
Condizione del materiale di base:	bagnato
Disposizione delle armature post-installate:	copriferro superiore/inferiore $c_{d, PIR} = 40$ mm

Scelta ancorante chimico:

Hilti HIT-RE500 V4 (ETA-20/0540) [31]

Analisi strutturale (calcolo azioni)

$$V_{1d} = \gamma_Q \cdot p \cdot h^2/2 = 1.5 \cdot 10 \cdot 3.5^2/2 = 92 \text{ kN/m}$$

Azione di taglio dovuta alla pressione idrostatica dell'acqua

$$e = h/3 = 3.5/3 = 1.17 \text{ m}$$

Altezza della forza di taglio (braccio)

$$M_{1d} = V_{1d} \cdot e = 92 \cdot 1.17 = 107 \text{ kNm/m}$$

Momento flettente all'interfaccia tra soletta e parete

Analisi della sezione trasversale

Per determinare la sollecitazione nelle armature post-installate, viene eseguita un'analisi della sezione trasversale secondo i principi di EC2-1-1 [1] (in questo caso utilizzando PROFIS Engineering). Per questo calcolo, viene trascurato il contributo dell'armatura nella zona di compressione.

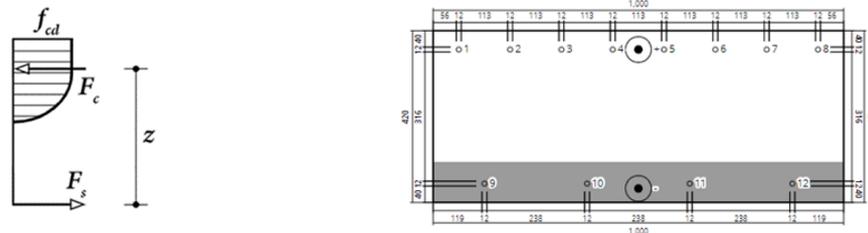


Figura 6.17: Analisi della sezione trasversale

Viene determinato il braccio di leva interno effettivo, $z = 340 \text{ mm}$.

$$z_{1R} = 0.85 \cdot 340 = 289 \text{ mm}$$

Braccio di leva ridotto per momento di apertura (vedi Sezione 6.3.1)

$$F_{1sd} = M_{1d}/z_{1R} = 107 \cdot 10^3/289 = 378 \text{ kN/m}$$

Forza di trazione nelle armature post-installate

$$A_{s1,rqd} = F_{1sd}/(f_{yk} \cdot \gamma_s) = 378 \cdot 10^3/435 = 869 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\phi 12/125 \text{ mm} \rightarrow A_{s1,prov} = 905 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Armatura in trazione

$$\sigma_{sd} = F_{1sd}/A_{s1,prov} = 378 \cdot 10^3/905 = 418 \text{ N/mm}^2/\text{m}$$

Tensione di progetto nelle barre

Sotto viene riportato un modello a tirante-puntone e può essere eseguito il calcolo seguendo i principi della trigonometria o utilizzando PROFIS Engineering.

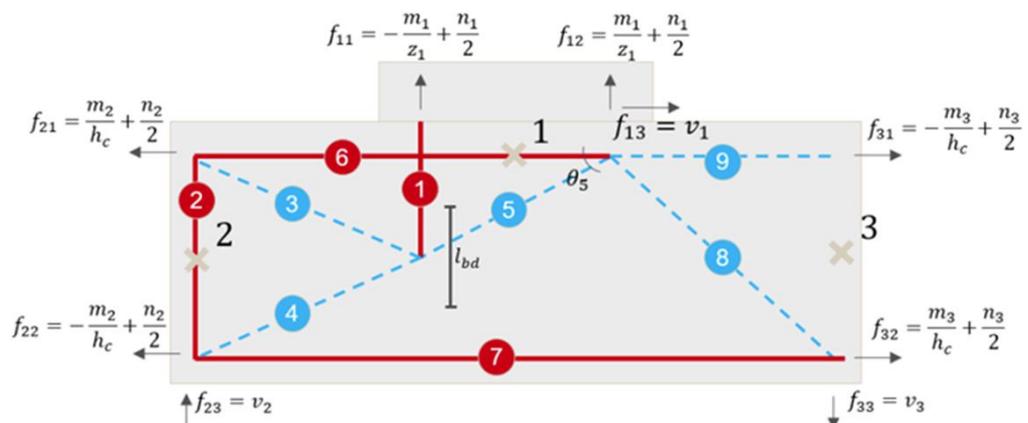


Figura 6.18. Forze nel modello tirante-puntone

Extract da PROFIS Engineering:

Reactions		f_i [kN]	
f11		378.236	
f12		-378.236	
f13		92.000	
f21		290.727	
f22		-198.727	
f23		0.000	
f31		0.000	
f32		0.000	
f33		0.000	

Concrete struts	f_i [kN]	f_{iR} [kN]	f_{iS} [kN]
3	-113.913	110.138	29.085
4	-200.844	198.727	29.085
5	-488.324	308.865	378.236
8	-0.000	-0.000	-0.000
9	-0.000	-0.000	0.000

Rebar ties	f_i [kN]	$A_{s,req,fl}$ [mm ²]	$A_{s,req,shear}$ [mm ²]
1	378.236	870	-
2	29.085	67	-
6	400.865	922	0
7	0.000	0	0

Verifica tirante n. 1:

$$f_{db,PIR} = 2.3 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ETA-20/0540}$$

$$l_{b,rqd,PIR} = (\phi/4) \cdot (\sigma_{sd}/f_{db,PIR}) \quad \text{EC2-1-1, Eq. 8.3 + ETA-20/0540}$$

$$l_{b,rqd,PIR} = (12/4) \cdot (418/2.3) = 545 \text{ mm}$$

$$l_{bd,PIR} = \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd,PIR} \geq l_{b,min,PIR} \quad \text{EC2-1-1, Eq. 8.7 + EAD 330087}$$

$$l_{b,min,PIR} = \alpha_{lb} \cdot \max\{0.3 \cdot l_{b,rqd,PIR}; 10 \cdot \phi; 100\} \quad \text{EC2-1-1, Eq. 8.11 + ETA-19/0600}$$

$$l_{b,min,PIR} = 1.0 \cdot \max\{164; 120; 100\} = 164 \text{ mm}$$

$$l_{bd,PIR} = 0.7 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 545 = 382 \text{ mm} > 164 \text{ mm}$$

Profondità del foro

$$l_{v,PIR} = l_1 + l_{bd}/2 + c_s$$

$$l_1 = z_{1R} \cdot \tan\theta$$

$$\theta = \min\{60^\circ; \arctan(h_2 - \max(30 \text{ mm}; 2 \cdot \phi) - c_s - l_{b1}/2)/z_{1R}\}$$

$$\theta = \min\{60^\circ; \arctan(600 - \max(30; 2 \cdot 12) - 40 - 382/2)/289\} = 49.6^\circ > 30^\circ \rightarrow \text{ok!}$$

$$l_{v,PIR} = 289 \cdot \tan(49.6^\circ) + 382/2 + 40 = 571 \text{ mm}$$

Verifica del puntone n. 5

$$\sigma_5 \leq \sigma_{Rd,max}$$

$$\sigma_5 = F_5 / (l_{bd} \cdot \cos(\theta)) = 488.3 \cdot 10^3 / (382 \cdot \cos(49.6^\circ)) = 1.97 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{RD,max} = k_2 \cdot v' \cdot f_{cd} \quad \text{EC2-1-1, Eq. 6.61}$$

$$k_2 = 0.85 \quad \text{EC2-1-1, Sez. 6.5.4 (4b)}$$

$$v' = 1 - f_{ck}/250 = 1 - 20/250 = 0.92 \quad \text{EC2-1-1, Eq. 6.57N}$$

$$f_{cd} \leq \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot 20 / 1.5 = 13.33 \text{ N/mm}^2 \quad \text{EC2-1-1, Eq. 3.15}$$

$$\sigma_5 = 1.97 < 0.85 \cdot 0.92 \cdot 13.33 = 10.4 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Verifica soddisfatta } \checkmark$$

La capacità di taglio nelle zone diffusive (puntone 3 e tirante 6) e (puntone 4 e tirante 7) può essere calcolata seguendo le disposizioni della sezione 6.2.2 della EC2-1-1 [1] e considerando le seguenti azioni:

Puntone 3 e tirante 6: $V_{Ed} = 29.1 \text{ kN}$ e $F_{Ed} = 400.9 \text{ kN}$

Puntone 4 e cravatta 7: $V_{Ed} = 29.1 \text{ kN}$ e $F_{Ed} = 0 \text{ kN}$

Nota: Il progettista deve verificare che sia presente un'armatura sufficiente nel materiale di base nei punti in cui vengono ipotizzate i tiranti di questo modello a tirante-puntone.

Possibile ottimizzazione con il metodo del puntone e del tirante

Opzione 1: considerare l'angolo minimo consentito del puntone $\theta = 30^\circ$

$$l_{v,PIR} = 289 \cdot \tan(30^\circ) + 382/2 + 40 = 398 \text{ mm}$$

Mentre la verifica del tirante 1 rimane invariata, la verifica del puntone 5 e la verifica a taglio nelle zone di diffusione (puntone 3 e tirante 6) e (puntone 4 e tirante 7) sono modificate per considerare le seguenti azioni:

$$\sigma_5 = F_5 / (l_{bd} \cdot \cos(\theta)) = 756.5 / (382 \cdot \cos(30^\circ)) = 2.29 \text{ N/mm}^2 < 10.4 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Verifica soddisfatta } \checkmark$$

Puntone 3 e tirante 6: $V_{Ed} = 56.8 \text{ kN}$ e $F_{Ed} = 747.1 \text{ kN}$

Puntone 4 e tirante 7: $V_{Ed} = 56.8 \text{ kN}$ e $F_{Ed} = 0 \text{ kN}$

Nota: La riduzione dell'angolo del puntone ipotizzato θ , consente di ridurre la lunghezza dell'ancoraggio. Tuttavia, va notato che le forze di taglio che agiscono nell'elemento esistente aumentano significativamente (in questo caso da 400,9 kN a 747,1 kN).

Opzione 2: considerare la tensione di aderenza migliorata come da progettazione secondo EOTA TR069 e l'angolo minimo consentito del puntone $\theta = 30^\circ$.

$$l_{v,PIR} = 2289 \cdot \tan(30^\circ) + 382/2 + 40 = 398 \text{ mm}$$

$$l_b = \phi / 4 \cdot \sigma_{sd} / \tau_{Rd,sp}$$

$$\tau_{Rd,sp} = \tau_{Rk,sp} / \gamma_c$$

$$\tau_{Rk,sp} = \eta_1 \cdot A_k \cdot \left(\frac{f_{ck}}{25}\right)^{sp1} \cdot \left(\frac{25}{\phi}\right)^{sp2} \cdot \left[\left(\frac{c_d}{\phi}\right)^{sp3} \cdot \left(\frac{\sigma_{max}}{c_d}\right)^{sp4} + k_m \cdot k_{tr}\right] \cdot \left(\frac{7 \cdot \phi}{l_b}\right)^{lb1} \quad \text{EOTA TR069, Eq. 4.11 bis}$$

$$\tau_{Rk,sp} \leq \tau_{Rk,ucr} \quad \text{per } l_b \leq 20 \cdot \phi \quad \text{EOTA TR069, Eq. 4.11b}$$

$$\tau_{Rk,sp} \leq \tau_{Rk,ucr} \left(\frac{20 \cdot \phi}{l_b} \right)^{lb1} \quad \text{per } l_b > 20 \cdot \phi \quad \text{EOTA TR069, Eq. 4.11c}$$

Considerando i parametri dipendenti dal prodotto come da ETA-20/0539 [37] e un processo iterativo per equilibrare la forza di aderenza della barra con l'azione esterna, si ottiene:

$$\tau_{Rd,sp} = 6.48 \text{ N/mm}^2$$

$$l_b = 12/4 \cdot 418/6.48 = 194 \text{ mm}$$

$$l_{v,PIR} = 289 \cdot \tan(30^\circ) + 194/2 + 40 = 304 \text{ mm}$$

Mentre la verifica del tirante 1 rimane invariata, la verifica del puntone 5 e la verifica a taglio nelle zone diffuse (puntone 3 e tirante 6) e (puntone 4 e tirante 7) sono modificate per considerare le seguenti azioni:

$$\sigma_5 = F_5 / (l_b \cdot \cos(\theta)) = 756.5 / (194 \cdot \cos(30^\circ)) = 4.50 \text{ N/mm}^2 < 10.4 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Verifica soddisfatta} \checkmark$$

Puntone 3 e tirante 6: $V_{Ed} = 56.8 \text{ kN}$ e $F_{Ed} = 747.1 \text{ kN}$

Puntone 4 e tirante 7: $V_{Ed} = 56.8 \text{ kN}$ e $F_{Ed} = 0 \text{ kN}$

Per questa variante progettuale è necessaria la seguente lunghezza di perforazione:

$$l_{v,PIR} = 289 \cdot \tan(30^\circ) + 194/2 + 40 = 304 \text{ mm}$$

Armatura post-installata nella zona di compressione

Nella zona di compressione è previsto un'armatura post-installata $\phi 12/250 \text{ mm}$. Poiché l'armatura nella zona di compressione è stata trascurata nell'analisi della sezione, deve essere ancorata seguendo le disposizioni per la lunghezza minima di ancoraggio secondo EC2-1-1 [1].

$$l_{b,min,PIR} > \alpha_{lb} \cdot \max\{0.3 \cdot l_{b,rqd,PIR}; 10 \cdot \phi; 100 \text{ mm}\} \quad \text{EC2-1-1, Eq. 8.6 + ETA-20/0540}$$

$$l_{b,min,PIR} > 1.0 \cdot \max\{0.3 \cdot 0; 10 \cdot 12; 100 \text{ mm}\} = 120 \text{ mm}$$

6.6.3 Esempio, nodo rigido con EOTA TR 069

Requisiti del progetto: inserimento di una nuova trave su una parete esistente. Connessione con barre post-installate alla parete.

Informazioni rilevanti

Geometria:

Spessore parete, $h = 350 \text{ mm}$
Sezione trave, $300 \times 300 \text{ mm}$

Materiali:

Calcestruzzo classe C30/37
Acciaio per cemento armato $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

Azione:

$V_{Sd} = 50 \text{ kN}$
 $M_{Sd} = 30 \text{ kNm}$

Vita utile:

50 anni

Condizione di carico: statico e sismico

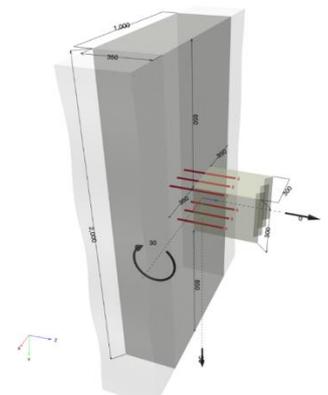


Figura 6.19. Collegamento trave a parete

Parametri delle armature post-installate:

Metodo di foratura / orientamento:	roto-percussione / orizzontale
Temp. di installazione / in servizio:	20°C / 20°C (Lungo termine) / 40°C (Breve termine)
Condizione del materiale di base:	bagnato / non fessurato
Vita utile:	50 anni
Disposizione armatura post-installata:	Copriferro superiore/inferiore $c_{d, PIR} = 30$ mm
Scelta del ancorante chimico:	Hilti HIT-RE 500 V4 (ETA-20/0539) [37]

Come visto in Sezione 6.3.2, la lunghezza di ancoraggio di progetto secondo EOTA TR069 [2] è la lunghezza massima richiesta per resistere alle azioni di progetto calcolate per le modalità di rottura del calcestruzzo e di *bond-splitting*, a condizione che la resistenza a snervamento dell'acciaio sia sufficiente a resistere alle sollecitazioni imposte. Poiché la resistenza a bond-splitting è una funzione della lunghezza di ancoraggio, la soluzione a questo problema può essere trovata attraverso un processo iterativo numerico (ad esempio, con PROFIS Engineering) o con un approccio grafico. Questo secondo metodo viene utilizzato per questo esempio.

Analisi della sezione trasversale

Per determinare la sollecitazione nelle armature post-installate, viene eseguita un'analisi sezionale secondo i principi di EC2-1-1 [1] (in questo caso utilizzando PROFIS Engineering). L'armatura nella zona compressa non viene presa in considerazione.

Il braccio di leva interno, $z = 240$ mm, viene derivato per il momento flettente applicato considerando il caso statico.

Il braccio di leva interno, $z = 251$ mm viene derivato per il momento flettente plastico considerando il caso sismico.

Progettazione statica

Armatura post-installata nella zona di trazione (strato superiore)

La forza di trazione:

$$N_{Ed} = M_{Sd} / (n \cdot z) = 30 \cdot 10^3 / (3 \cdot 240) = 41.7 \text{ kN} \text{ (125.1 kN per tutta la fila)}$$

La rappresentazione grafica di Figura 6.20 evidenzia la necessità di una lunghezza delle armature post-installate pari a 168 mm per ancorare le forze statiche di progetto. Di seguito sono riportati i calcoli per la rottura del cono in calcestruzzo e la rottura per bond-splitting.

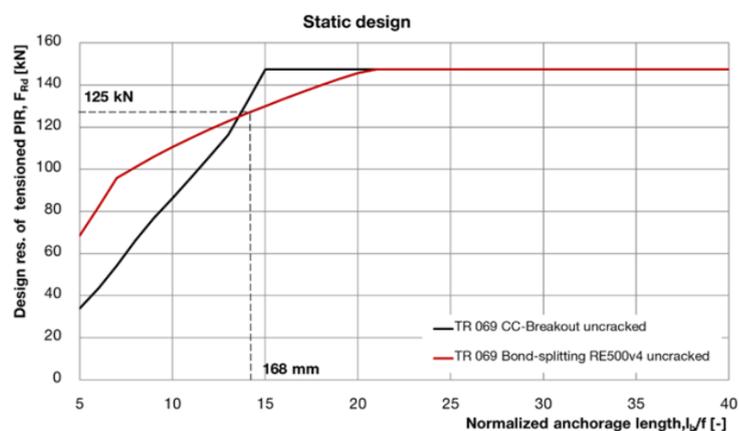


Figura 6.20. Rappresentazione grafica della lunghezza di ancoraggio richiesta per il caso di carico statico

Verifica dello snervamento dell'acciaio:

$$N_{Rd,y} = A_s \cdot f_{yk} / \gamma_s = 113 \cdot 500 / 1.15 = 49.1 \text{ kN} \quad \text{EOTA TR 06, Eq. 4.2}$$

$$N_{Rd,y} = 49.1 \text{ kN} > N_{Ed} = 42.0 \text{ kN} \quad \text{Verifica soddisfatta} \checkmark$$

Verifica della rottura conica del calcestruzzo:

$$N_{Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{M,N} / \gamma_{Mc} \geq N_{Ed} \quad \text{EOTA TR 069, Eq. 4.3}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot l_b^{1.5} = 11.0 \cdot \sqrt{30} \cdot 168^{1.5} = 131.2 \text{ kN} \quad \text{EOTA TR 069, Eq. 4.4}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} = 9 \cdot l_b^2 = 9 \cdot 168^2 = 254,016 \text{ mm}^2 \quad \text{EOTA TR 069, Eq. 4.5}$$

$$A_{c,N} = 3 \cdot l_b \cdot (2 \cdot 102 + 2 \cdot \phi + 3 \cdot l_b) = 3 \cdot 168 \cdot (2 \cdot 102 + 2 \cdot 12 + 3 \cdot 168) = 368,928 \text{ mm}^2$$

$$\psi_{s,N} = 1.0 \quad \text{nessuna influenza dei bordi} \quad \text{EOTA TR 069, Sez. 4.3 (3)}$$

$$\psi_{ec,N} = 1.0 \quad \text{nessuna eccentricità} \quad \text{EOTA TR 069, Sez. 4.3 (4)}$$

$$\psi_{re,N} = 1.0 \quad \text{nessuna influenza negativa delle armature superficiali} \quad \text{EOTA TR 069, Sez. 4.3 (5)}$$

$$\psi_{M,N} = 2 - z / (1.5 \cdot l_b) = 2 - 240 / (1.5 \cdot 168) = 1.05 \quad \text{EOTA TR 069, Eq. (4.9)}$$

$$N_{Rd,c} = 131.2 \cdot 368,928 / 254,016 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.05 / 1.5 = 133.4 \text{ kN} > 125.1 \text{ kN} \quad \text{Verifica soddisfatta} \checkmark$$

Verifica della rottura per bond-splitting:

$$\tau_{Rk,sp} = \eta_1 \cdot A_k \cdot \left(\frac{f_{ck}}{25}\right)^{sp1} \cdot \left(\frac{25}{\phi}\right)^{sp2} \cdot \left[\left(\frac{c_d}{\phi}\right)^{sp3} \cdot \left(\frac{c_{max}}{c_d}\right)^{sp4}\right] \cdot \left(\frac{7\phi}{l_b}\right)^{lb1} \quad \text{EOTA TR 069 Eq. 4.11a + ETA-20/0539}$$

$$\tau_{Rk,sp} = 1.0 \cdot 4.4 \cdot \left(\frac{30}{25}\right)^{0.29} \cdot \left(\frac{25}{12}\right)^{0.27} \cdot \left[\left(\frac{51}{12}\right)^{0.68}\right] \cdot \left(\frac{7 \cdot 12}{168}\right)^{0.60} = 10.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{Rk,sp} \leq \tau_{Rk,ucr} \cdot (f_{ck}/20)^m = 15 \cdot (30/20)^{0.1} = 15.6 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Lo splitting è decisivo}$$

$$N_{Rd,sp} = \tau_{Rk,sp} \cdot l_b \cdot \phi \cdot \pi / \gamma_{Mc} = 10.0 \cdot 12 \cdot 168 \cdot \pi / 1.5 = 41.7 \text{ kN} > 42.0 \text{ kN} \quad \text{Verifica soddisfatta} \checkmark$$

Armatura post-installata nella zona di compressione (strato inferiore)

Poiché l'armatura nella zona di compressione è stata trascurata nell'analisi della sezione, deve essere ancorata seguendo le disposizioni per la lunghezza minima di ancoraggio secondo EC2-1-1 [1].

$$l_{b,min,PIR} > \alpha_{lb} \cdot \max\{0.3 \cdot l_{b,rqd,PIR}; 10 \cdot \phi; 100 \text{ mm}\} \quad \text{EC2-1-1, Eq. 8.6 + ETA-20/0540}$$

$$l_{b,min,PIR} > 1.0 \cdot \max\{0.3 \cdot 0; 10 \cdot 12; 100 \text{ mm}\} = 120 \text{ mm}$$

Progettazione sismica

Armatura post-installata nella zona di trazione (strato superiore)

La verifica per il carico sismico, viene effettuata considerando la forza di trazione nelle armature post-installate corrispondente al momento plastico della sezione trasversale della trave, ovvero,

$$N_{Ed,eq} = A_s \cdot f_{yd} = 113 \cdot 500 = 49.1 \text{ kN}$$

Per questo collegamento si assume una classe di duttilità (DCM) con un fattore di comportamento pari a 1,5 seguendo l'EC8-1 [9]. Si assume che il rapporto l_b/h non sia inferiore a 0,8. Pertanto, seguendo

le raccomandazioni presenti nella Tabella 3.6.1 dell'EOTA TR 069 [2], si assume una larghezza di fessura di $w_k = 0.5 \text{ mm}$. Viene scelto un fattore $\gamma_{Rd} = 1.0$, poiché non sono previste deformazioni plastiche significative.

La rappresentazione grafica mostrata in Figura 6.21 indica che è necessaria una lunghezza di ancoraggio delle armature post-installate pari a 288 mm per resistere alle azioni sismiche. Di seguito sono riportati i calcoli per la rottura del cono in calcestruzzo e la rottura per bond-splitting.

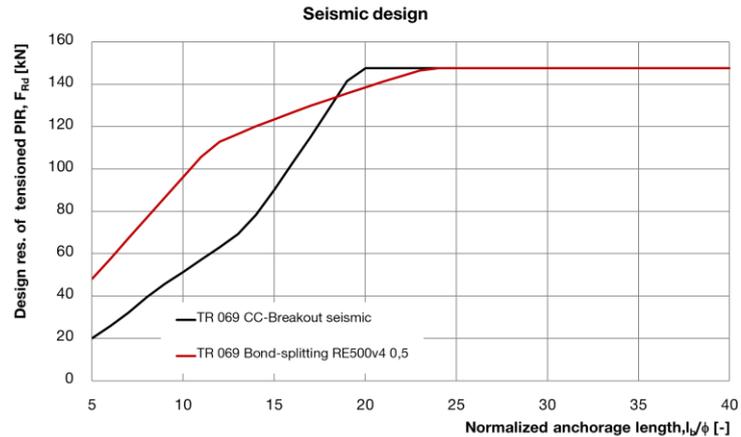


Figura 6.21. Rappresentazione grafica della lunghezza di ancoraggio richiesta per il caso di carico sismico

Verifica della rottura conica del calcestruzzo:

$$N_{Rd,c,eq} = \alpha_{eq} \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc} \geq N_{Ed,eq} \quad \text{EOTA TR 069, Eq. 5.3}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot l_b^{1.5} = 7.7 \cdot \sqrt{30} \cdot 288^{1.5} = 206.5 \text{ kN} \quad \text{EOTA TR 069, Eq. 4.4}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} = 9 \cdot l_b^2 = 9 \cdot 288^2 = 746,496 \text{ mm}^2 \quad \text{EOTA TR 069, Eq. 4.5}$$

$$A_{c,N} = 3 \cdot l_b \cdot (2 \cdot 102 + 2 \cdot \phi + 3 \cdot l_b) = 3 \cdot 288 \cdot (2 \cdot 102 + 2 \cdot 12 + 3 \cdot 288) = 943,488 \text{ mm}^2$$

$$\psi_{s,N} = 1.0 \quad \text{nessuna influenza dei bordi} \quad \text{EOTA TR 069, Sez. 4.3 (3)}$$

$$\psi_{ec,N} = 1.0 \quad \text{nessuna eccentricità} \quad \text{EOTA TR 069, Sez. 4.3 (4)}$$

$$\psi_{re,N} = 1.0 \quad \text{nessuna influenza negativa delle armature superficiali} \quad \text{EOTA TR 069, Sez. 4.3 (5)}$$

$$\psi_{M,N} = 2 - z / (1.5 \cdot l_b) = 2 - 251 / (1.5 \cdot 288) = 1.42 \quad \text{EOTA TR 069, Eq. 4.9}$$

$$N_{Rd,c,eq} = 0.85 \cdot 206.5 \cdot 943,488 / 746,496 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.42 / 1.5 = 210.0 \text{ kN} > 147.3 \text{ kN}$$

Verifica soddisfatta ✓

Verifica della rottura per bond-splitting:

$$\tau_{Rk,sp} = \eta_1 \cdot \alpha_{eq,sp} \cdot A_k \cdot \left(\frac{f_{ck}}{25} \right)^{sp1} \cdot \left(\frac{25}{\phi} \right)^{sp2} \cdot \left[\left(\frac{c_d}{\phi} \right)^{sp3} \cdot \left(\frac{c_{max}}{c_d} \right)^{sp4} \right] \cdot \left(\frac{7\phi}{l_b} \right)^{lb1} \quad \text{EOTA TR 069 Eq. 4.11a +}$$

ETA-20/0539

$$\tau_{Rk,sp} = 1.0 \cdot 0.95 \cdot 4.4 \cdot \left(\frac{30}{25} \right)^{0.29} \cdot \left(\frac{25}{12} \right)^{0.27} \cdot \left[\left(\frac{51}{12} \right)^{0.68} \right] \cdot \left(\frac{7 \cdot 12}{288} \right)^{0.60} = 6.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{Rk,sp} \leq \tau_{Rk,ucr} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{20}\right)^m \cdot \left(\frac{20 \cdot \phi}{l_b}\right) = 15 \cdot (30/20)^{0.1} \cdot (20 \cdot 12/288)^{0.6} = 14.0 \text{ N/mm}^2 \quad \text{lo } \textit{splitting} \text{ è decisivo}$$

$$N_{Rd,sp} = \tau_{Rk,sp} \cdot l_b \cdot \phi \cdot \pi / 1.5 = 6.9 \cdot 12 \cdot 288 \cdot \pi / 1.5 = 49.9 \text{ kN} > 49.1 \text{ kN} \quad \text{Verifica soddisfatta } \checkmark$$

Armatura post-installata nella zona di compressione

Nel caso della progettazione sismica si consiglia, per semplicità, di disporre di un'armatura simmetrica per entrambi gli strati in modo da tenere conto di un possibile cambiamento di direzione del momento flettente durante l'evento sismico (cioè per considerare l'inversione delle sollecitazioni).

Sommario

Come previsto, il caso di progettazione sismica è decisivo per l'ancoraggio dell'armatura post-installata secondo EOTA TR 069 [2]. Per completare la progettazione della connessione, è necessario osservare quanto segue:

- La progettazione secondo EOTA TR 069 [2] copre solo la lunghezza di ancoraggio delle armature post-installate;
- Il trasferimento di taglio nell'interfaccia deve essere verificato separatamente;
- Il trasferimento locale delle forze di trazione nella parete esistente è assicurato dalla condizione:
 $l_b/h = 288/350 = 0.82 > 0.8$ EOTA TR 069, Sez. 8 e EC2-4, Allegato A
- La capacità della parete esistente di resistere alle azioni introdotte dalla nuova trave deve essere verificata separatamente.

7. RINGROSSO SEZIONALE CON CONNETTORI A TAGLIO, *OVERLAY*

7.1 Trasferimento del taglio nell'interfaccia e teoria taglio-attrito

Come indicato nei capitoli precedenti, l'azione tagliante nell'interfaccia tra calcestruzzi gettati in tempi diversi deve essere verificata. Le teorie classiche dell'attrito di taglio "*shear friction*" secondo le normative all'avanguardia come EN 1992-1-1 [1] (EC2-1-1) si riferiscono prevalentemente ad applicazioni in cui le sollecitazioni di taglio longitudinali nell'interfaccia derivano prevalentemente dalla sovrapposizione di uno strato di calcestruzzo all'esistente (come nel rinforzo delle pareti e solai tramite il ringrosso sezione - come in Figura 7.1a). Il trasferimento del carico, prevalentemente taglio longitudinale nell'interfaccia, avviene tramite i seguenti meccanismi resistenti: adesione/ingranamento degli aggregati e l'attrito dovuto dalle armature utilizzate come spinotti. Tuttavia, gli spinotti devono essere installati con una lunghezza sufficiente a raggiungere lo snervamento dell'acciaio e questo potrebbe rendere necessario uno spessore troppo grande del materiale base.

Anche nelle applicazioni dove il momento flettente potrebbe essere l'azione predominante (vedi Figura 7.1b), il trasferimento del taglio nell'interfaccia è un argomento rilevante. In questo caso, come vedremo in questo capitolo, potrebbero essere più adatti diversi approcci di progettazione.

L'EOTA ha recentemente pubblicato il TR 066 [4] "*Design & Requirements for construction works of post-installed shear connection for two concrete layers*" per fornire soluzioni anche nei casi dove l'elemento esistente ha uno spessore sottile, come comunemente richiesto per il rinforzo di elementi in cemento armato utilizzando connettori a taglio (Figura 7.1c).

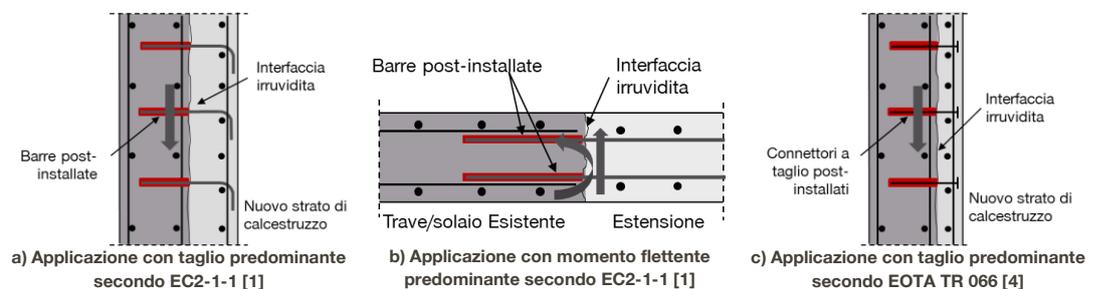


Figura 7.1. Trasferimento a taglio dell'interfaccia in diverse applicazioni

Sono utilizzabili diversi metodi di progettazione a seconda del tipo di carico che agisce sull'interfaccia. Questi metodi possono riferirsi a connettori a taglio di diverse tipologie. Una panoramica di questi metodi è fornita nella Tavola 7.1. Nelle sezioni seguenti vengono fornite indicazioni su come garantire il trasferimento del taglio tra i tipi di interfaccia, come illustrato in Figura 7.1.

Tavola 7.1. Panoramica dei metodi di progettazione disponibili per i diversi casi di carico

Metodo di progettazione	Tipo di carico	Tipo di connettore	Lunghezza dell'ancoraggio
EC2-1-1	Statico	Armatura post-installata (ETA secondo EAD 330087)	$l_{bd,y}$ secondo EC2-1-1
	Fatica	N.A.	
EOTA TR 066	Statico	Connettori a taglio (ETA secondo EAD 332347)	$40 \text{ mm} \leq h_{ef} \leq 20\phi$ secondo EC2-4
	Fatica		
	Sismico		
Metodo Hilti	Statico	Armatura post-installata progettata come ancorante	
	Sismico		

7.1.1 Applicazioni con taglio predominante (secondo EC2-1-1)

Nel caso più semplice di una forza di taglio agente perpendicolarmente all'interfaccia (per esempio taglio in una sezione di una trave ringrossata), la sollecitazione di taglio tangenziale che si genera nel piano dell'interfaccia $v_{Ed,i}$ è valutato come:

$$v_{Ed,i} = \beta \cdot \frac{V_{Ed,i}}{z \cdot b_i} \quad \text{EC 2-1-1 Eq. 6.24}$$

in cui:

$V_{Ed,i}$ è l'azione di taglio di progetto

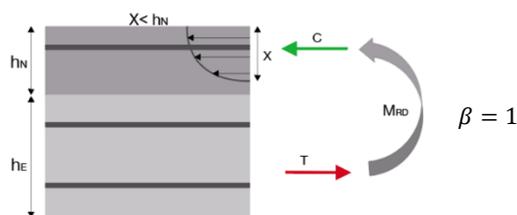
z è il braccio di leva interno della sezione trasversale composta

b_i è la larghezza dell'interfaccia della sezione trasversale composta

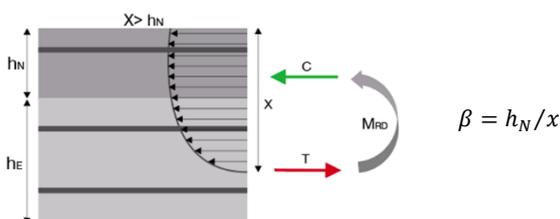
β è il rapporto tra la forza longitudinale nel nuovo calcestruzzo e la forza longitudinale totale nella zona di compressione o di trazione, entrambe calcolate per la sezione presa in esame. Questo rapporto viene in genere considerato 1,0 a favore di sicurezza. Tuttavia, a seconda delle zone di carico lungo la direzione primaria dell'elemento strutturale, il valore di β si può calcolare come indicato in Figura 7.2. Calcolo del fattore β nell'Equazione 6.25 di EC2-1

Nota: Il calcolo del taglio agente nell'interfaccia può variare in modo significativo a seconda dell'applicazione.

Momento flettente positivo, zona di compressione all'interno del nuovo strato di calcestruzzo



Momento flettente positivo, zona di compressione all'interno di entrambi gli strati di calcestruzzo



Momento flettente negativo

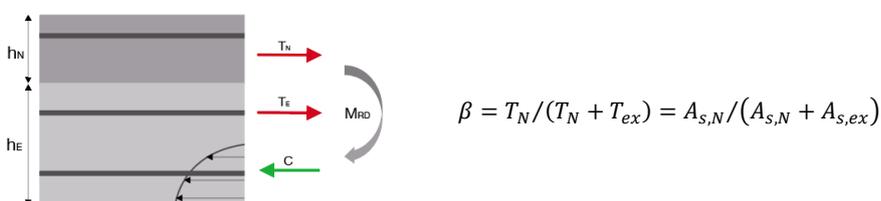


Figura 7.2. Calcolo del fattore β nell'Equazione 6.25 di EC2-1

La resistenza di progetto a taglio all'interfaccia V_{Rdi} , di cui alla Sezione 6.2.5 dell'EC2-1-1 [1] è data da:

$$V_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0.5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad \text{Eq. 6.25 di EC2-1-1}$$

dove:

c e μ sono fattori che dipendono dalla scabrezza dell'interfaccia (Tab. Tabella 7.22);

- f_{ctd} è la resistenza a trazione di progetto del calcestruzzo;
- f_{cd} è la resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo;
- f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura;
- σ_n è la tensione prodotta dalla minima forza esterna agente nell'interfaccia simultanea alla forza di taglio. Questa deve essere considerata positiva se di compressione (ma tale che $\sigma_n < 0.6f_{cd}$) e negativa se di trazione. Se σ_n è di trazione si raccomanda di assumere $c \cdot f_{ctd}$ pari a 0;
- ρ il rapporto geometrico tra l'area delle barre A_s (spinotti) inclusa l'armatura ordinaria a taglio (se presente) che attraversano l'interfaccia e l'area dell'interfaccia stessa A_i . Si considera un adeguato ancoraggio su entrambi i lati dell'interfaccia;
- α deve essere limitato da 45° a 90° (Sez. 6.2.5 del EC2-1-1 [1]);
- v è il fattore di riduzione della resistenza per il calcestruzzo fessurato per taglio. Il valore può essere reperito nelle normative nazionali e il valore raccomandato è $v = 0.6(1 - f_{ck}/250)$.

Tabella 7.2. Fattori di scabrezza dell'interfaccia

Caratteristiche superficiali dell'interfaccia	c	μ
Dentata: una superficie con dentature conformi con la Figura 7.6	0.5	0.9
Scabra: una superficie con scabrezza di almeno 3 mm e passo di circa 40 mm, ottenuta con graffiatura, esposizione degli aggregati o altri metodi che danno comportamento equivalente	0.40	0.7
Liscia: una superficie risultante da cassero scorrevole o estrusa oppure una superficie libera lasciata senza ulteriori lavorazioni dopo la vibrazione del getto	0.20	0.6
Molto liscia: una superficie gettata su cassero di acciaio, plastica o legno preparato allo scopo	0.025-0.100	0.5

L'equazione appena discussa è applicabile anche in situazioni in cui l'adesione ($c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n \geq V_{Edi}$) è sufficiente a resistere all'intero carico di taglio di progetto. In questi casi non è necessaria la presenza spinotti all'interfaccia; quindi, è necessaria solo una lunghezza minima di ancoraggio $l_{bd,min}$ calcolata secondo la Sezione 6.2 di questo manuale.

Quanto la resistenza all'adesione non è superiore all'azione di taglio applicata, sono necessari spinotti (armature) che attraversano l'interfaccia che devono avere una lunghezza di ancoraggio ($l_{bd,y}$) adeguata a garantire lo snervamento su entrambi i lati dell'interfaccia (questo impone la necessità di sezioni più spesse). Il calcolo della lunghezza di ancoraggio richiesta per le armature post-installate segue le regole illustrate nei Capitoli 5 e 6 per la progettazione di giunzioni con armature sovrapposte e ancoraggi terminali senza armature sovrapposte.

Nota:

- Come indicato nella Sezione 6.2.5 dell'EC2-1-1, il contributo del calcestruzzo nella zona di trazione deve essere trascurato (cioè $\sigma_n < 0$).
- Le armature che assorbono la trazione derivante dal momento flettente non possono essere considerate anche per resistere alla trazione derivante dal taglio, perché l'Eq. 6.25 di EC2-1-1 non considera un'interazione tra taglio e carico di trazione.
- L'Equazione 6.25 del EC2-1-1 non può essere utilizzata nel caso in cui l'intera sezione trasversale è in trazione.

7.1.2 Applicazioni con taglio non predominante

Le teorie classiche dell'attrito di taglio non sono sempre applicabili nel caso di trasferimento combinato con momento flettente. Il momento flettente provoca trazione e compressione aggiuntiva nell'interfaccia, cioè la forza di taglio non è predominante (Figura 7.3. Trasferimento del carico tra l'elemento strutturale esistente e quello nuovo (taglio NON predominante)). Questo è il caso comune nelle connessioni rigide resistenti al momento con o senza carico di compressione (ad esempio, connessioni trave/solaio-colonna/parete). L'allegato nazionale tedesco alla norma EC2-1-1 [1] (DIN EN 1992-1-1 NA 2013-04 [38]) fornisce una guida chiara per la verifica di questo trasferimento di carico. Il riassunto si trova nella Tabella 7.3

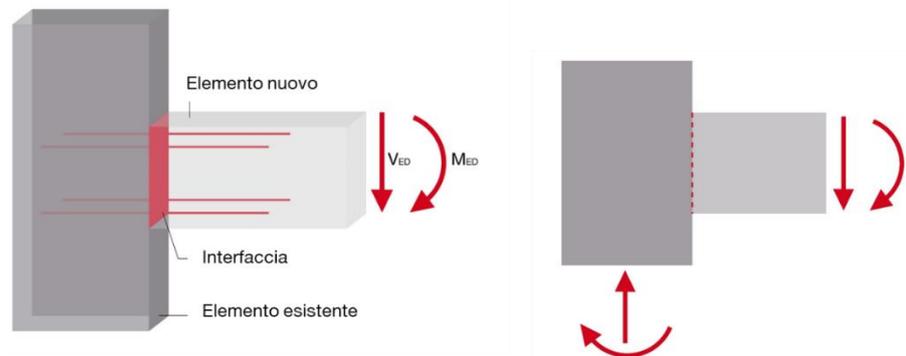


Figura 7.3. Trasferimento del carico tra l'elemento strutturale esistente e quello nuovo (taglio NON predominante)

Tabella 7.3. Raccomandazione Hilti per le verifiche a taglio nell'interfaccia tra calcestruzzi gettati in tempi diversi

Nota: queste verifiche sono applicabili solo per interfacce scabre o dentate.

Tipo di carico	Requisito	Verifica
Forza di taglio predominante con o senza compressione	$e_d/h < 3.5$	Sez. 6.2.5 dell'EC2-1-1
Flessione predominante	$e_d/h \geq 3.5$	Sezione 6.2.2 compresi i requisiti di DIN EN 1992-1-1 NA 2013-04 (senza armatura a taglio)
Flessione predominante	$e_d/h \geq 3.5$	Sezione 6.2.3 compresi i requisiti di DIN EN 1992-1-1 NA 2013-04 (con armatura a taglio)

Dove $e_d = M/N$ è l'eccentricità del momento flettente rispetto al centro della sezione trasversale e h è l'altezza dell'elemento in calcestruzzo

Le verifiche a taglio modificate secondo le disposizioni della norma DIN EN 1992-1-1 NA 2013-04 [38] menzionate nella Tabella 7.2 sono mostrate di seguito:

1. Resistenza al taglio di progetto dell'interfaccia per elementi senza armatura a taglio è valutata come:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \cdot c / 0.5 \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \cdot c / 0.5$$

Eq. 6.2a e 6.2b DIN EN 1992-1-1 NA 2013-04

2. La resistenza al taglio di progetto dell'interfaccia per gli elementi con armatura a taglio deve essere la minore tra delle due equazioni seguenti:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta) \cdot c / 0.5$$

Eq. 6.8 DIN EN 1992-1-1 NA 2013-04, Eq. (6.8)

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

DIN EN 1992-1-1 NA 2013-04, Eq. (6.9)

dove c è il fattore di scabrezza superficiale secondo EC2-1-1 [1] ($c = 0,4$ per superfici scabre e $c = 0,5$ per superfici dentate).

7.2 Progettazione per azioni statiche

7.2.1 Progettazione secondo EC2-1-1

Per la progettazione secondo eurocodice sono applicabili le indicazioni di cui alla Sezione 7.1.1 del presente manuale. Tuttavia, queste disposizioni presentano uno svantaggio significativo in quanto la lunghezza di ancoraggio delle armature post-installate utilizzate come connettori a taglio è molto rilevante su entrambi i lati dell'interfaccia (di solito $l_{bd,y} \approx 30$ to 40 diametri). Questo requisito progettuale rende impraticabili molte applicazioni di rinforzo con ringrosso sezionele, poiché lo spessore tipico dello sovrastato di calcestruzzo potrebbe variare tra 50 mm e 200 mm che, di fatto, non permette di accomodare la lunghezza di ancoraggio necessaria.

7.2.2 Progettazione secondo EOTA TR 066

Come indicato nel Capitolo 3, l'EOTA TR 066 [4] fornisce disposizioni per la progettazione allo stato limite ultimo per nuovi strati di calcestruzzo (rinforzi con ringrosso sezionele) su un elemento strutturale esistente. Le disposizioni progettuali si riferiscono al trasferimento del taglio nell'interfaccia senza momenti flettenti significativi. L'EOTA TR 066 [4] include due possibili approcci progettuali:

- **Interfaccia senza connettori a taglio, non rinforzata:** si ipotizza un comportamento monolitico, cioè si presume una adesione fore tra i due strati di calcestruzzo sovrapposti e non sono necessari connettori a taglio;
- **Interfaccia con connettori a taglio, rinforzata:** si ipotizza un comportamento composito con un'adesione debole tra due strati in calcestruzzo. In questo caso, sono i connettori a taglio che hanno la funzione di trasmettere le forze di trazione generate dall'attrito nell'interfaccia per poi trasferirle negli strati di calcestruzzo.

Nota: L'approccio senza connettori a taglio deve essere considerato solo se si prevede che l'interfaccia rimanga integra per l'intera vita utile dell'elemento strutturale. La fessurazione di questa interfaccia non rinforzata può causare un cedimento fragile dell'elemento.

Nota: L'EOTA TR066 fornisce soluzioni per ringrossi con (overlay) sovrapposizioni sottili.

Per entrambi gli approcci, il parametro di progettazione più importante è **la scabrezza dell'interfaccia**. EOTA TR 066 [4] considera 4 diversi livelli di rugosità (fare riferimento alla tabella 7.4). La base scientifica di questo metodo di progettazione è discussa in [39] e [40].

Tabella 7.4. Categorie di scabrezza superficiale secondo EOTA TR 066 [4]

Categoria	Metodo/condizioni (esempi)	Applicazione			Indice di scabrezza R_t (mm)
		Statico	Fatica	Sismico	
Molto scabra	Chiave di taglio	Sì	Sì	-	Vedere EOTA TR 066
	Getto d'acqua ad alta pressione, getto abrasivo, dentellatura	Sì	Sì	Sì (entrambe le categorie devono essere gestite come 'scabre')	≥ 3.0
Scabra	Sabbiatura	Sì	Non applicabile	Sì	≥ 1.5
Liscia	Non trattato, leggermente irruvidito	Sì	Non applicabile	Sì	< 1.5
Molto liscia	Superficie di calcestruzzo gettato su cassero in acciaio	Sì	Non applicabile	Non applicabile	Non misurabile

Secondo EOTA TR 066 [4], ci sono due tipi di azioni/forze che agiscono sul sistema:

Le forze esterne:

Vedere la Sezione 7.1.1

Le forze imposte dal vincolo perimetrale dovute al ritiro del calcestruzzo:

Lo sforzo di taglio imposto dal vincolo τ_{Ed}^* delle zone periferiche (Figura 7.4) e calcolato come quindi la forza di taglio nel nuovo strato è dato da:

$$V_{Ed,j}^* = h_{new} \cdot b_j \cdot f_{ctd} \quad \text{Eq. 2.2, EOTA TR 066}$$

$$\tau_{Ed}^* = \frac{V_{Ed,j}^*}{l_e \cdot b_j} = h_{new} \cdot \frac{f_{ctd}}{l_e} \quad \text{Eq. 2.3, EOTA TR 066}$$

dove:

h_{new} è lo spessore del nuovo strato di calcestruzzo (indicato anche come h_{ov} in questo manuale);

b_j è la profondità della sezione composita considerata;

f_{ctd} è la resistenza alla trazione di progetto del nuovo strato di calcestruzzo;

l_e è la larghezza dell'area dell'interfaccia vincolata sul perimetro che è data da

- $l_e = 3 \cdot h_{new}$ per superfici molto scabre;
- $l_e = 6 \cdot h_{new}$ per superficie scabra;

- $l_e = 9 \cdot h_{new}$ per superfici lisce e molto lisce.

Nota: La larghezza delle zone perimetrali è una funzione della scabrezza dell'interfaccia.

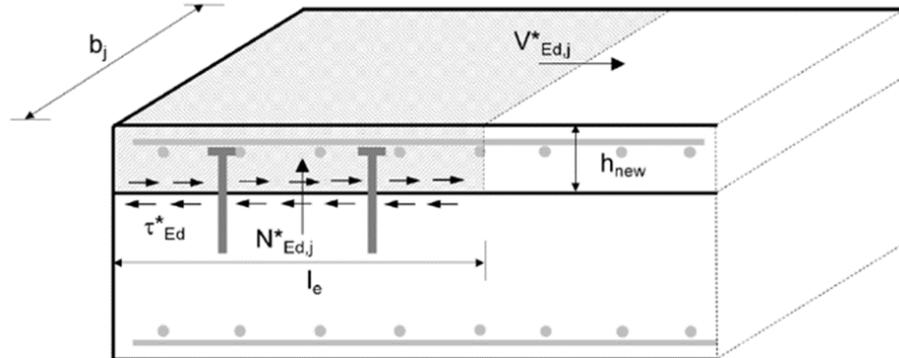


Figura 7.4. Rappresentazione schematica dei connettori per resistere alle forze di vincolo lungo i perimetri (EOTA TR 066 [4])

Le forze vincolari sulle zone perimetrali possono essere trascurate nei casi in cui vengono prese altre misure o se le condizioni al contorno sono tali per cui non si verifica alcuna trazione sul perimetro (ad esempio, il peso proprio di un muro sul suo lato inferiore). Le forze vincolari attivano forze di sollevamento perpendicolari all'interfaccia $N_{ed,j}^*$ che vengono trasferite dai connettori a taglio nei due strati di calcestruzzo.

$$N_{ed,j}^* = \frac{V_{Ed,j}^*}{6} = \frac{h_{new} \cdot b_j \cdot f_{ctd}}{6} \quad \text{Eq. 2.4, EOTA TR 066}$$

EOTA TR 066 [4] consente la suddivisione dell'interfaccia in zone. Ogni zona contribuisce offrendo resistenza allo sforzo di taglio (della propria area di influenza) derivante dalla forza di taglio uniformemente distribuita V_{Ed} (vedi Figura 7.5):

Nota: Se l'interfaccia è "liscia" o "molto liscia", è possibile considerare la sollecitazione media anziché la sollecitazione massima in ciascuna zona.

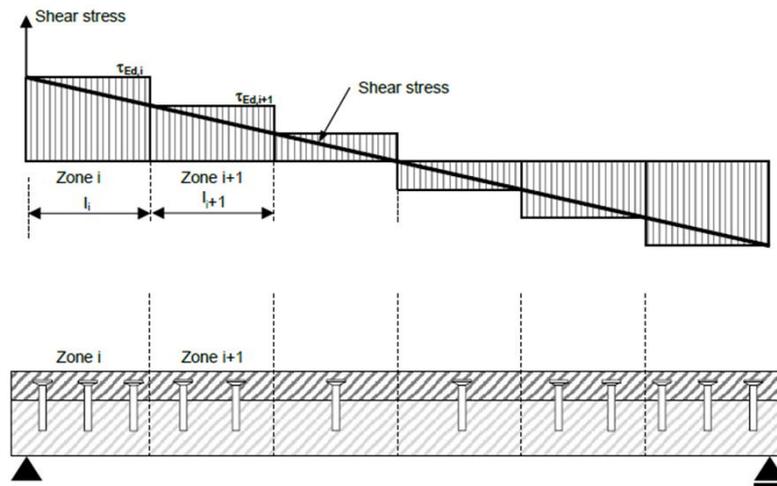


Figura 7.5. Distribuzione a gradini della sollecitazione di taglio e rappresentazione schematica dei connettori nelle zone d'influenza (EOTA TR 066 [4])

Verifiche richieste

La verifica per le forze esterne è data da:

$$\tau_{Ed} = \tau_{Ed,i} \leq \tau_{Rd,i} \quad \text{Eq. 2.5, EOTA TR 066}$$

La verifica per le forze di vincolo sul perimetro è data da:

Nota: Le forze esterne e le forze derivanti dal vincolo perimetrale non sono sovrapposte.

$$\tau_{Ed} = \max(\tau_{Ed,i}; \tau_{Ed}^*) \leq \tau_{Rd} \quad \text{Eq. 2.6, EOTA TR 066}$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,j}^* \leq N_{Rd} \quad \text{Eq. 2.7, EOTA TR 066}$$

Resistenze di progetto

La resistenza a taglio di progetto τ_{Rd} per interfacce non inforzate, ossia senza connettori a taglio (forte adesione tra gli strati), è valutata con la seguente espressione:

$$\tau_{Rd} = c_a \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad \text{Eq. 2.9, EOTA TR 066}$$

in cui:

c_a e μ sono fattori dipendenti dalla diversa scabrezza superficiale Tabella. 7.5;

$$v = 0,55 \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{3}} \leq 0,55; \quad \text{Eq. 2.10, EOTA TR 066}$$

$\sigma_n \geq 0$ (non è consentito avere trazione nell'interfaccia);

$f_{ctd}, \sigma_n, f_{cd}$ - vedi Sezione 7.1.1.

Tabella. 7.5. Coefficienti e parametri per diverse scabrezze superficiali (rif. EOTA TR 066)

Caratteristiche superficiali dell'interfaccia	C_a	C_r	κ_1	κ_2	β_c	μ	
						$f_{ck} \geq 20$ MPa	$f_{ck} \geq 35$ MPa
Molto scabra (includere le chiavi di taglio ¹) $R_t \geq 3.0 \text{ mm}$	0.5	0.2	0.5	0.9	0.5	0.8	1.0
Scabra $R_t \geq 1.5 \text{ mm}$	0.4	0.1	0.5	0.9	0.5	0.7	
Liscia (superficie senza trattamento dopo la vibrazione o leggermente irruvidita in caso di getto contro cassaforma)	0.2	0	0.5	1.1	0.4	0.6	
Molto liscia (casseforme in acciaio, plastica, legno)	0.025	0	0	1.5	0.3	0.5	

¹ Le chiavi di taglio devono soddisfare i requisiti geometrici indicati in Figura 7.6.

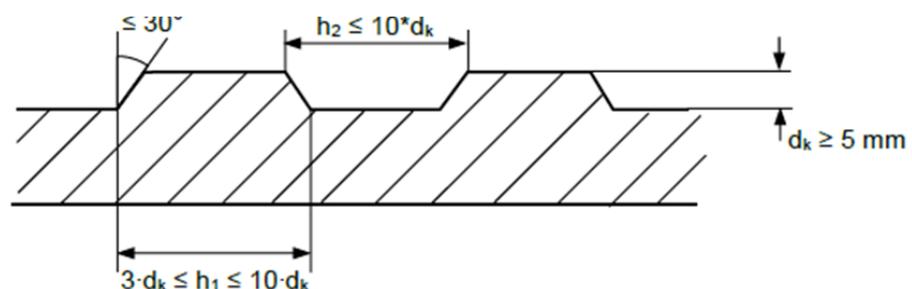


Figura 7.6. Geometria delle chiavi a taglio (EOTA TR 066 [4])

La resistenza a taglio di progetto (τ_{Rd}) per interfacce rinforzate con connettori a taglio (debole adesione tra gli strati) è data dall'Equazione 2.11 di EOTA TR 066 [4]:

$$\tau_{Rd} = c_r \cdot f_{ck}^{1/3} + \mu \cdot (\sigma_n + \kappa_1 \cdot \alpha_{\kappa 1} \cdot \rho \cdot \sigma_s) + \kappa_2 \cdot \alpha_{\kappa 2} \cdot \rho \cdot \sqrt{\frac{f_{y,k}}{\gamma_s} \cdot \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c}} \leq \beta_c \cdot v \cdot \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$$

Questa equazione comprende i tre diversi principi di funzionamento discussi nella Sezione 2.2.2 che sono:

$c_r \cdot f_{ck}^{1/3}$ è la componente ingranamento degli aggregati è applicabile solo se l'interfaccia non è sollecitata a trazione esterna σ_n ;

$\mu \cdot (\sigma_n + \kappa_1 \cdot \alpha_{\kappa 1} \cdot \rho \cdot \sigma_s)$ è la componente attrito di taglio;

$\kappa_2 \cdot \alpha_{\kappa 2} \cdot \rho \cdot \sqrt{\frac{f_{y,k}}{\gamma_s} \cdot \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c}}$ è la componente effetto spinotto del connettore;

$\beta_c \cdot v \cdot \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$ è invece la resistenza massima che è rappresentata dalla resistenza limite del puntone in calcestruzzo.

In queste espressioni possiamo dire che:

$c_r, \mu, \kappa_1, \kappa_2$ e β_c sono fattori dipendenti dalla scabrezza della superficie, vedere Tabella. 7.55;

$\alpha_{\kappa 1}$ è il fattore che tiene conto della duttilità del connettore e dipende dal tipo di prodotto. Il suo valore è fornito nella ETA pertinente;

σ_s è la sollecitazione dell'acciaio associata alla modalità di rottura dominante, ossia $\min(N_{Rd,s}; N_{Rd,c}; N_{Rd,p}; \dots) / A_s \leq f_{yk} / \gamma_s$ (modalità di rottura come da EC2-4 [3]);

f_{yk} è lo sforzo di snervamento caratteristico del connettore a taglio (vedere ETA pertinente);

γ_s e γ_c coefficienti parziali di sicurezza per acciaio e calcestruzzo rispettivamente 1.15 e 1,5 secondo EC2-1-1 [1];

$\alpha_{\kappa 2}$ è il fattore che considera la capacità di flessionale del connettore a taglio (vedere ETA pertinente);

f_{ck}, σ_n, ρ Vedere la sezione 7.1.1

Per la determinazione dello sforzo di trazione σ_s devono essere calcolate tutte le possibili modalità di rottura sia nello strato di calcestruzzo nuovo sia in quello esistente seguendo l'EC2-4 [3] (Figura 7.7). Lo sforzo di trazione da considerare nei calcoli è quello che si riferisce alla resistenza minima tra le varie modalità di rottura. Questi calcoli possono essere eseguiti molto rapidamente con PROFIS Engineering. Vedi Capitolo 8 per maggiori dettagli.

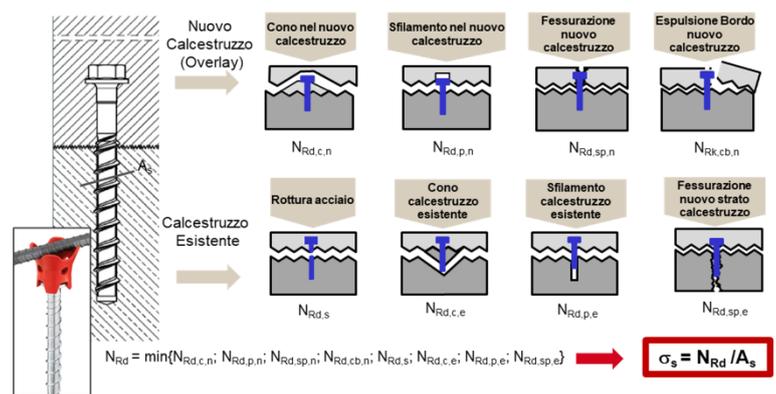


Figura 7.7. Verifiche da effettuare degli ancoraggi per determinare σ_s

7.2.3 Dettagli costruttivi secondo EOTA TR 066

Devono essere soddisfatte anche le seguenti regole di dettaglio aggiuntive:

- **La spaziatura minima dei connettori a taglio (definita come s_{min})** deve essere la misura massima tra gli interassi richiesti sia nel calcestruzzo esistente sia in quello nuovo:

$$s_{min} = \max(s_{min}(\text{calcestruzzo esistente}); s_{min}(\text{strato nuovo}))$$

Nota: Quando si presuppone un'interfaccia non rinforzata, non è necessario un rinforzo minimo.

- **Il rapporto minimo di armatura ρ_{min}** serve a prevenire la rottura fragile dovuta alla perdita dell'ingranamento degli aggregati (quando si assumono condizioni di adesione debole). Questo rapporto minimo permette la redistribuzione delle sollecitazioni e garantisce l'ottenimento di una sezione composta. Il cui valore è determinato come:

$$\rho_{min} = 0,20 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \geq 0,001 \quad (\text{per elementi lineari generici come travi, pilastri}) \quad \text{Eq. 2.21a, TR 066}$$

$$\rho_{min} = 0,12 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \geq 0,005 \quad (\text{per elementi 2D come solai, pareti}) \quad \text{Eq. 2.21b, TR 066}$$

$$\rho_{min} = \frac{A_{s,min}}{A_c} \quad \text{Eq. 2.22, TR 066}$$

in cui:

f_{ctm} è la resistenza a trazione media del calcestruzzo;

f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica del connettore a taglio (cfr. ETA pertinente);

$A_{s,min}$ è l'area minimo della sezione trasversale dei connettori a taglio presenti all'interfaccia;

A_c è l'area di calcestruzzo relativa a $A_{s,min}$.

- **La distanza minima dal bordo c_{Min} e l'interasse minimo s_{Min}** dei connettori a taglio vengono forniti in Figura 7.8 in cui d indicava il diametro del connettore a taglio.
- Nel caso di interfaccia non rinforzata con connettori, dovrebbero essere comunque fornite armature e **dettagli costruttivi** per sostenere il nuovo strato di calcestruzzo secondo le normative locali pertinenti. Si consiglia un minimo di 2 connettori per m^2 con una distanza non superiore a 700 mm [41].

la distanza minima dal bordo del calcestruzzo e gli interassi servono a prevenire il cedimento prematuro a splitting in direzione parallela e perpendicolare dei connettori a taglio e anche a migliorare le condizioni di aderenza dell'armatura tra dei due strati di calcestruzzo (esistente e nuovo) dell'interfaccia. Il documento EOTA TR 066 [4] presuppone, a favore di sicurezza, che l'armatura dei bordi nello strato di calcestruzzo esistente non contribuisca.

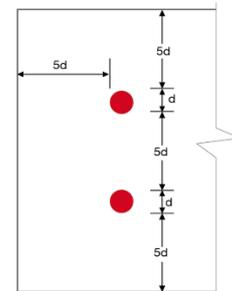


Figura 7.8. Requisiti per la distanza minima dal bordo e interasse per i connettori a taglio

7.3 Progettazione per azioni a fatica

7.3.1 Progettazione secondo EC2-1-1

Le disposizioni dell'EC2-1-1 [1] viste nella Sezione 7.1.1 sono applicabili anche per il carico a fatica. Per questa condizione di carico, il valore del coefficiente di scabrezza c andrebbe dimezzato (Sez.6.2.5 del EC2-1-1 [1]). Per i ponti questo fattore deve essere considerato pari a zero (Sez. 6.2.5 EC2-3 [43]). Sebbene queste applicazioni possano essere progettate utilizzando sistemi di armature post-installate, non esiste una valutazione europea per il carico di fatica delle armature post-installate. Fare riferimento a [42] per le basi scientifiche.

7.3.2 Progettazione secondo EOTA TR 066

La progettazione a taglio nell'interfaccia di due strati di calcestruzzo gettati in tempi diversi nel caso di carichi a fatica è applicabile solo quando si soddisfano i seguenti requisiti:

- La superficie dell'interfaccia deve essere molto scabra;

Nota: i sistemi di armature post-installati Hilti sono in possesso di un'approvazione nazionale tedesca che copre il carico a fatica.

Nota: secondo EOTA TR 066 [4], non è richiesta la progettazione a fatica

- Possono essere utilizzati solo connettori a taglio con qualificazione ETA eseguita secondo l'EAD 332347 [23] che sono qualificati anche per carichi a fatica;
- Le classi minime di resistenza del calcestruzzo, sia esistente sia nuovo, devono rispettare le disposizioni presenti nella ETA pertinente.

Per la verifica a fatica deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\Delta\tau_{Ed} \leq \eta_{sc} \cdot \tau_{Rd} \quad \text{Eq. 2.13, EOTA TR 066}$$

in cui:

- η_{sc} è il fattore per il carico a fatica dei connettori a taglio che dipende dalla combinazione dei carichi statici e ciclici a fatica. Questo valore è riportato nella ETA pertinente.
- τ_{Rd} è la resistenza a taglio di progetto per il carico statico secondo EOTA TR 066 [4] (fare riferimento alla Sez. 7.2.1)

I limiti delle sollecitazioni cicliche (a fatica) e i rapporti della resistenza di progetto sono mostrati in Figura 7.9, in cui $\eta_{sc} = 0.4$ è preso come riferimento per il diagramma di Goodman.

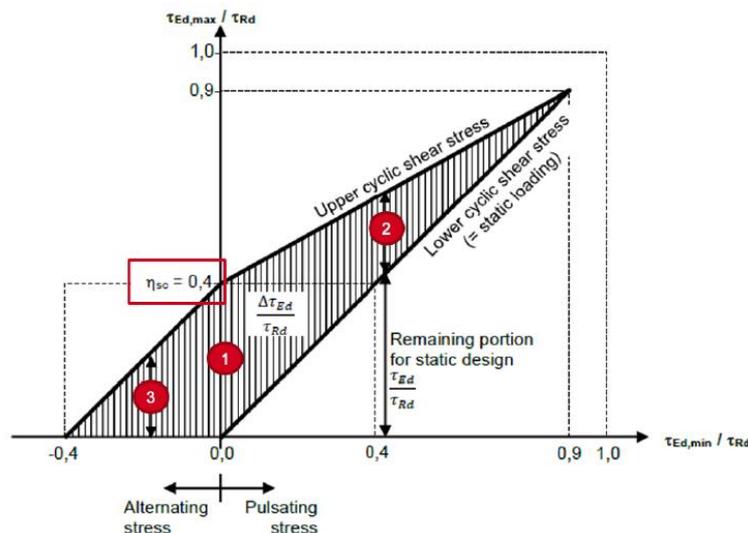


Figura 7.9. Diagramma di Goodman, (EOTA TR 066 [4])

Per la verifica di cui sopra, possono verificarsi tre situazioni diverse:

1. Nessun carico statico, **solo azione ciclica (fatica)**, ovvero: $\tau_{Ed,min} = 0$

$$\Delta\tau_{Ed} = \tau_{Ed,max} \quad \text{Eq. 2.14, EOTA TR 066}$$

$$\frac{\tau_{Ed,max}}{\tau_{Rd}} \leq \eta_{sc} \quad \text{Eq. 2.15, EOTA TR 066}$$

2. Carico **statico e ciclico (fatica) con lo stesso segno** (stessa direzione) con $\tau_{Ed,min} > 0$ come indicato in Figura 7.9:

$$\Delta\tau_{Ed} = \tau_{Ed,max} - \tau_{Ed,min} \quad \text{Eq. 2.16, EOTA TR 066}$$

In cui il limite superiore (*upper limit*) della sollecitazione a taglio ciclica, come indicato in Figura 7.9, si valuta questa disequaglianza:

$$\frac{\tau_{Ed,max}}{\tau_{Rd}} \leq \eta_{sc} + 0.55 \frac{\tau_{Ed,min}}{\tau_{Rd}} \leq 0.9 \quad \text{Eq. 2.17a, EOTA TR 066}$$

In cui il limite inferiore (*lower limit*) della sollecitazione a taglio ciclica (fatica) = Sollecitazione di taglio statica massima come indicato in Figura 7.9 Diagramma di Goodman, (EOTA TR066):

$$0 < \frac{\tau_{Ed,min}}{\tau_{Rd}} = \frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd}} \quad \text{Eq. 2.17b, EOTA TR 066}$$

3. Carico **Statico e ciclico (fatica) con segno diverso** (direzioni diverse) con $\tau_{Ed,min} < 0$:
Per la sollecitazione a taglio ciclica (fatica) è valutato come indicato in Figura 7.9.

$$\Delta\tau_{Ed} = \tau_{Ed,max} - |\tau_{Ed,min}| \quad \text{Eq. 2.18, EOTA TR 066}$$

In cui il limite superiore della sollecitazione a taglio ciclica è valutato come indicato in Figura 7.9:

$$\frac{\tau_{Ed,max}}{\tau_{Rd}} \leq \eta_{sc} - \frac{|\tau_{Ed,min}|}{\tau_{Rd}} \quad \text{Eq. 2.19, EOTA TR 066}$$

7.4 Progettazione per azioni sismiche

7.4.1 Progettazione secondo EOTA TR 066

La determinazione delle azioni sismiche e il loro meccanismo di trasferimento è analogo a quanto discusso nella Sezione 7.2.1. Le forze sismiche trasmesse attraverso l'interfaccia dipendono dal tipo di applicazione di ringrosso sezionale per il rinforzo/adequamento sismico dell'elemento strutturale.

Verifiche richieste per carichi sismici

La verifica delle resistenze secondo le diverse modalità di rottura deve essere eseguita nell'ipotesi di ancoranti con categoria sismica C1 o C2 secondo EC2-4 [3] e in linea con le ipotesi di progetto e dell'applicazione. Altri requisiti che potrebbero essere applicabili nel caso sismico sono riportati nella nota della Sezione 3.3 dell'EOTA TR 066.

Resistenze di progetto

La resistenza di progetto a taglio $\tau_{Rd,seis}$ dell'interfaccia tra calcestruzzi gettati in tempi diversi deve soddisfare i seguenti requisiti

$$\tau_{Ed,seis} \leq \tau_{Rd,seis} \quad \text{Eq. 3.1, EOTA TR 066}$$

in cui, $\tau_{Ed,seis}$ è la sollecitazione sismica e $\tau_{Rd,seis}$ è valutata con la seguente espressione:

$$\tau_{Rd,seis} = \alpha_{seis} \left[c_r \cdot f_{ck}^{1/3} + \mu \cdot (\sigma_n + \kappa_1 \cdot \alpha_{\kappa 1} \cdot \rho \cdot \sigma_{s,eq}) + \kappa_2 \cdot \alpha_{\kappa 2} \cdot \rho \cdot \sqrt{f_{yd} \cdot f_{cd}} \right] \leq \beta_c \cdot v \cdot f_{cd}$$

$$\text{Eq. 3.2, EOTA TR 066}$$

Dove: $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$

I coefficienti di progetto dell'equazione di cui sopra sono descritti nella Sezione 7.2.2 e richiedono le seguenti modifiche:

c_r , μ , κ_1 , κ_2 e β_c sono fattori che dipendono dalla scabrezza superficiale come da Tabella 7.6 sotto;

$\sigma_{s,eq} = \min(N_{Rd,s}; N_{Rd,c}; N_{Rd,p}; \dots) / A_s \leq f_{yk} / \gamma_s$ che rappresenta la sollecitazione dell'acciaio con riferimento alla modalità di rottura decisiva in condizioni sismiche;

α_{seis} è il fattore sismico dipendente dal prodotto e riportato nell'ETA pertinente (valore ≤ 1.0).

Nota: L'Eurocodice non prevede disposizioni per la progettazione di ringrossi strutturali in caso di carichi sismici.

Nota: Le forze sismiche di solito non sono sovrapposte alle forze statiche e le forze imposte di vincolo perimetrale.

Nota: il limite superiore per $\tau_{Rd,seis}$ deve essere pari a τ_{Rd} .

Tabella 7.6. Fattori di scabrezza per carico il sismico da EOTA TR 066

Caratteristiche superficiali dell'interfaccia	C _r	κ ₁	κ ₂	β _c	μ	
					f _{ck} ≥ 20 MPa	f _{ck} ≥ 50 MPa
Scabra						
R _t ≥ 1,5 mm	0.0	0.5	0.9	0.5	$\mu = 0.4 \sqrt[3]{\left(\frac{f_{cd}}{\sigma_c + \sigma_n}\right)^2}$	$\mu = 0.27 \sqrt[3]{\left(\frac{f_{cd}}{\sigma_c + \sigma_n}\right)^2}$
Liscia						
R _t < 1,5 mm	0.0	0.5	1.1	0.4	$\mu = 0.27 \sqrt[3]{\left(\frac{f_{cd}}{\sigma_c + \sigma_n}\right)^2}$	$\mu = 0.135 \sqrt[3]{\left(\frac{f_{cd}}{\sigma_c + \sigma_n}\right)^2}$

7.5 Metodo Hilti per Ringrossi sezionali, Overlay

Una soluzione tradizionale utilizzata come connettore a taglio nei ringrossi sezionali è l'utilizzo di armature post-installate con l'estremità piegata sul lato gettato in opera. Il metodo Hilti segue i principi dell'EOTA TR 066 [4] e consente una progettazione più sicura e affidabile utilizzando armature post-installate con lunghezze di ancoraggio significativamente inferiori rispetto a EC2-1-1 [1]. A causa della mancanza di simmetria radiale della testa delle armature, le lunghezze minime di ancoraggio sono più lunghe rispetto a EOTA TR 066 [4].

Questo metodo di progettazione si basa sul lavoro di ricerca di Palieraki et al. [44], [45] che ha dimostrato che la resistenza statica e ciclica dell'interfaccia di attrito di taglio può essere accuratamente descritta come la somma dei meccanismi di attrito di taglio e l'effetto spinotto (vedi Figura 7.10).

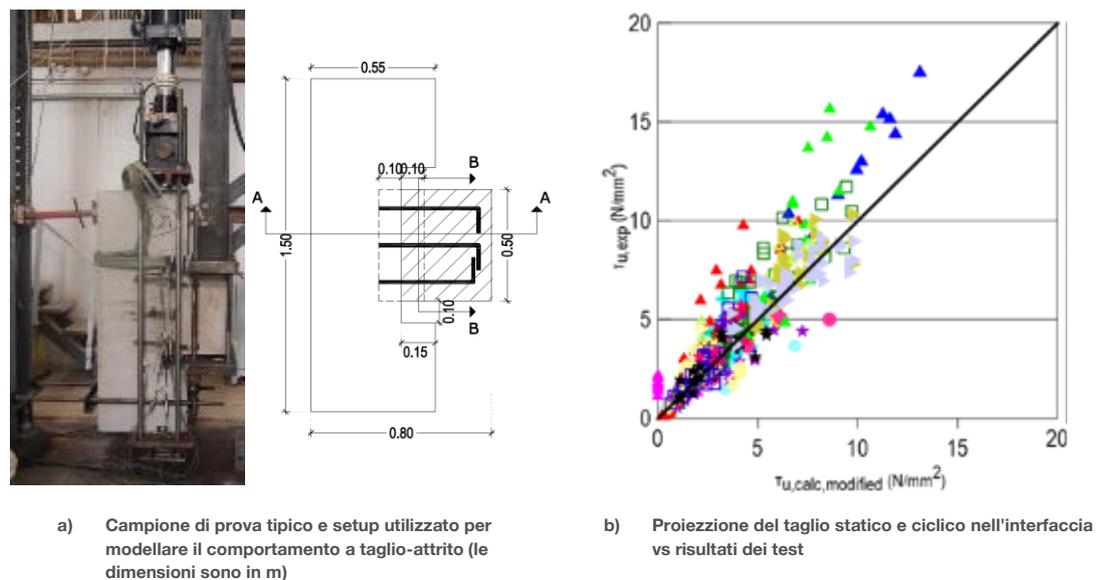


Figura 7.10. Derivazione del metodo di progettazione Hilti [45].

7.5.1 Progettazione per azioni statiche

Questo metodo di progettazione serve a calcolare la resistenza a taglio di progetto nell'interfaccia. Si basa sulla modifica dell'equazione (2.11) di EOTA TR 066 [4] per carichi statici e quasi statici ed è applicabile quando sono soddisfatte le seguenti condizioni:

- Le zone centrali e perimetrali sono definite indicazioni a progetto e in conformità a EOTA TR 066 [4]
- Sono ammesse solo interfacce rinforzate
- $h_{ef} = \min(h_{ef,ex}(\text{existing concrete}); h_{ef,ov}(\text{overlay concrete}))$
- h_{ef} minimo deve essere $6d$ (d è il diametro dell'armatura)
- Le armature piegate nel nuovo strato devono essere conformi alla Figura 8.1b di EC2-1-1 [1] (come mostrato in Figura 7.11)
- Tutti i parametri rimanenti nell'equazione modificata sono uguali a quelli EOTA TR 066 [4]

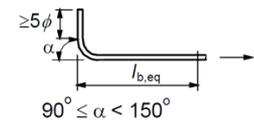


Figura 7.11 Definizione di piegatura normalizzata secondo EC2-1-1 [1]

La resistenza a taglio di progetto all'interfaccia (con connettori a taglio) secondo il metodo Hilti è:

$$\tau_{Rd} = \mu_h \cdot (\sigma_n + \kappa_{1h} \cdot \rho \cdot \sigma_s) + \kappa_{2h} \cdot \rho \cdot \sqrt{\frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c}} \leq \beta_c \cdot v \cdot \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{Eq. 2.11, EOTA TR 066-modificata}$$

Dove

$$\mu_h = 0.3 \sqrt[3]{\left(\frac{f_{cd}}{\sigma_c + \sigma_n}\right)^2} \text{ coefficiente di attrito e } \sigma_c = \rho \sigma_s$$

κ_{1h} è funzione della scabrezza superficiale, del carico e del h_{ef} come riportato nella Tabella 7.7

κ_{2h} è funzione del h_{ef} come riportato in Tabella 8.8.

Tabella 7.7. Valori per il fattore di scabrezza superficiale k_{1h} (Metodo Hilti) per carichi statici

Caratteristiche dell'interfaccia	Carico monotono $6d < h_{ef} < 20d$
Irruvidita meccanicamente ($\geq 1,5$ mm)	0.6
Superficie liscia ($< 1,5$ mm)	0.4

Tabella 7.8. Valori per il fattore k_{2h} (Metodo Hilti)

Profondità d'ancoraggio normalizzata	Valori
$h_{ef} / d > 8$	0.7
$6 \leq h_{ef} / d \leq 8$	0,1 h_{ef} / d - 0,1
$h_{ef} / d = 8$	0.5

7.5.2 Progettazione per azioni sismiche

Le indicazioni della Sezione 7.5.1. si applicano anche per il caso sismico con le seguenti modifiche:

- h_{ef} minimo deve essere di $10d$, dove d è il diametro dell'armatura;
- I valori per il fattore della scabrezza superficiale κ_{1h} (metodo Hilti) per il carico sismico sono riportati nella Tabella 7.9.

Tabella 7.9. Valori per il fattore di scabrezza superficiale k_s (metodo Hilti) per il carico sismico

Caratteristiche dell'interfaccia	Carico sismico $10d < h_{ef} < 20d$
Irruvidita meccanicamente ($\geq 1,5$ mm)	$0,02 h_{ef}/d + 0,2$
Superficie liscia ($< 1,5$ mm)	0.2

Quando le armature post-installate vengono utilizzate come connettori a taglio, la piegatura nel rivestimento (Fig. 7.12a) deve essere orientata nella direzione della sollecitazione di taglio agente. Questo non è sempre fattibile. Pertanto, si ha un ancoraggio più lungo nello strato nuovo rispetto ai connettori a taglio es. viti per calcestruzzo. I connettori con simmetria radiale della testa consentono un trasferimento stabile della forza di taglio in tutte le direzioni (Fig. 7.12b).

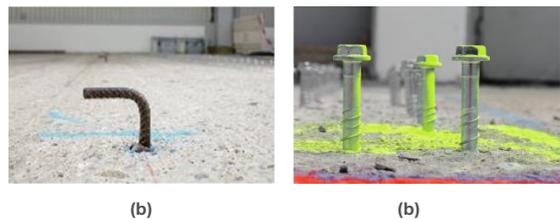


Figura 7.12 Confronto tra (a) le armature post-installate piegate e (b) le viti per calcestruzzo come connettori a taglio

7.6 Esempi di progettazione

7.6.1 Trasferimento del taglio nell'interfaccia, nodo con momento flettente predominante

Requisiti del progetto: Trasferimento del taglio nell'interfaccia di un'applicazione di connessione trave-parete con momento flettente predominante. La verifica di questo esempio segue le indicazioni progettuali riportati nella Sezione 7.1.2.:

Informazioni rilevanti sul progetto

Geometria:	Spessore parete, $h = 350$ mm Sezione trave, 300×300 mm ²
Materiali:	Calcestruzzo normale C30/37 Armatura $f_{yk} = 500$ N/mm ²
Carichi:	Taglio $V_{Sd} = 50$ kN Momento $M_{Sd} = 30$ kNm
Armatura post-installata:	$3 + 3 \phi 12$
Interfaccia:	Scabra ($c = 0.4$)
Vita utile:	50 anni
Analisi sezionale:	Vedi l'esempio In Sez. 6.6.1
Armatura trasversale non presa in considerazione	

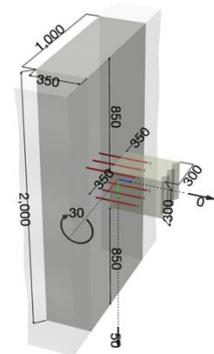


Figura 7.13. Connessione trave-parete con momento predominante

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

$$V_{Ed} \leq V_{Ed,limit}$$

$$V_{Ed,limit} = 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} \quad \text{EC2-1-1, Eq. (6.5)}$$

$$v = 0.6 \cdot (1 - f_{ck}/250) = 0.6 \cdot (1 - 30/250) = 0.53 \quad \text{EC21-1, Eq. (6.6N)}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot 30 / 1.5 = 17.0 \text{ N/mm}^2 \quad \text{EC2-1-1, Eq. (3.15)}$$

$$V_{Ed,limit} = 0.5 \cdot 300 \cdot 264 \cdot 0.53 \cdot 17 = 356.8 \text{ kN} > V_{Ed} = 50 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \max\{V_{Rd,c}; V_{Rd,c,min}\} \cdot c/0.5 \quad \text{EC2-1-1, Eq. (6.2.2) + DE NA 2013-04}$$

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad \text{EC2-1-1, Eq. (6.2.a)}$$

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad \text{EC2-1-1, Eq. (6.2.b)}$$

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c = 0.18/1.5 = 0.12 \quad \text{EC2-1-1, Sez. 6.2.2 (1)}$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0 \rightarrow 2.0 \quad \text{EC2-1-1, Sez. 6.2.2 (1)}$$

$$\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d) = 0.004 \leq 0.02 \quad \text{EC2-1-1, Sez. 6.2.2 (1)}$$

$$\beta_{util} = F_{Ed,total}/(A_{sl} \cdot f_{yd}) \quad \text{Utilizzo dell'armatura a trazione}$$

$$\rho_{l,eff} = \rho_l \cdot \beta_{util} \quad \text{Rapporto effettivo dell'armatura in trazione}$$

$$k_1 = 0.15 \quad \text{EC2-1-1, Sez. 6.2.2 (1)}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 \cdot f_{cd} \quad \text{EC2-1-1, Sez. 6.2.2 (1)}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{1.5} \cdot f_{ck}^{0.5} = 0.035 \cdot 2^{1.5} \cdot 25^{0.5} = 0.49 \quad \text{EC2-1-1, Sez. (6.3N)}$$

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0.004 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot 0 \right] \cdot 300 \cdot 264 = 43.2 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c,min} = (0.49 + 0.15 \cdot 0) \cdot 300 \cdot 264 = 38.8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \max\{43.2; 38.8\} \cdot 0.8 = 34.6 \text{ kN} \quad \text{EC2-1-1, Eq. (6.2.2) + DE NA 2013-04}$$

$$V_{Ed} = 50 \text{ kN} > 34.6 \text{ kN} \quad \text{Verifica non soddisfatta !}$$

L'armatura a taglio nel nuovo elemento deve essere presa in considerazione per garantire il trasferimento a taglio attraverso l'interfaccia.

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rd,s}; V_{Rd,max}\} \cdot c/0.5 \quad \text{EC2-1-1, Sez. 6.2.3 (3) + DE NA 2013-04}$$

$$V_{Rd,s} = A_{sw}/s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \quad \text{EC2-1-1, Eq. (6.8)}$$

Ipotizziamo staffe chiuse Ø10 / 100 mm in prossimità del collegamento

$$V_{Rd,s} = 78.5/100 \cdot 238 \cdot 435 \cdot 1.091 = 88.7 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha)/(1 + \cot^2\theta) \quad \text{EC2-1-1, Eq. (6.14)}$$

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 300 \cdot 238 \cdot 0.53 \cdot 17 \cdot 1.091/2.191 = 320.3 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min\{88.7; 320.3\} \cdot 0.8 = 71.0 \text{ kN} > V_{Ed} = 50 \text{ kN} \quad \text{Verifica soddisfatta !}$$

7.6.2 Trasferimento del taglio dell'interfaccia, nodo con compressione/taglio predominante

Requisiti del progetto: Trasferimento del taglio nell'interfaccia di un'applicazione di connessione pilastro-fondazione con momento flettente.

Informazioni generali sul progetto:

Geometria:	Spessore fondazione, $h = 800 \text{ mm}$ Sezione pilastro, $450 \times 450 \text{ mm}^2$
Materiali:	Calcestruzzo normale C25/30 Acciaio $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
Carichi:	$N_{Ed} = 250 \text{ kN}$ $V_{Ed,x} = 45 \text{ kN}; V_{Ed,y} = 75 \text{ kN}$ $M_{Ed,x} = 150 \text{ kNm}; M_{Ed,y} = 90 \text{ kNm}$
Armatura post-installata	12 $\phi 20$
Interfaccia:	scabra ($c = 0.4; \mu = 0.7$)
Vita utile:	50 anni
Armatura trasversale non presa in considerazione	

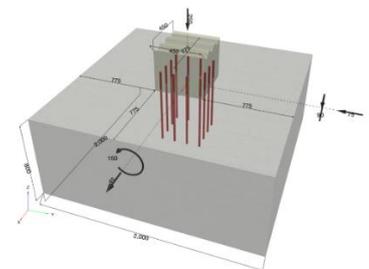


Figura 7.14. Collegamento pilastro-fondazione

Analisi della sezione trasversale

Braccio di leva interno: $z = 342 \text{ mm}$
 Area sezionale in compressione: $A_{c,comp} = 77,490 \text{ mm}^2$

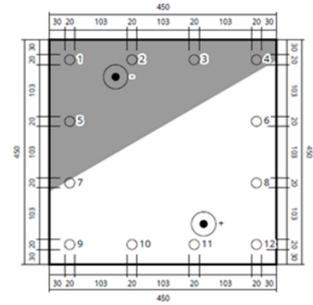


Figura 7.15. Analisi sezionale del pilastro

L'interfaccia è soggetta a compressione/taglio predominante

$$\sqrt{M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2} / N_{Ed} = \sqrt{150^2 + 90^2} / 250 = 0.7 < 3.5$$

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi} \quad \text{EC2-1-1, Eq. (6.23)}$$

$$v_{Edi} = V_{Ed} / A_{c,comp}$$

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Ed,x}^2 + V_{Ed,y}^2} / A_{c,comp} = 10^3 \cdot \sqrt{45^2 + 75^2} / 77,490 = 1.13 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \mu \cdot \rho \cdot f_{yd} \leq 0.5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad \text{EC2-1-1, Eq. (6.25) con } \alpha = 90^\circ$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05} / \gamma_c = \alpha_{ct} \cdot 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c = 0.85 \cdot 0.21 \cdot 25^{2/3} / 1.5 = 1.02 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{EC2-1-1, Eq. (6.16) + Tab. 3.1}$$

$$\sigma_n = F_{Ed,comp} / A_{c,comp} = 8.15 \leq 0.6 \cdot f_{cd} = 8.5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{EC2-1-1, Sez. 6.2.5 (1)}$$

$$\rho = A_s / A_{c,comp} = 0 \quad (\text{armatura longitudinale non presa in considerazione}) \quad \text{EC2-1-1, Sez. 6.2.5 (1)}$$

$$v = 0.6 \cdot (1 - f_{ck} / 250) = 0.6 \cdot (1 - 25 / 250) = 0.54 \quad \text{EC2-1-1, Eq. (6.6N)}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot 25 / 1.5 = 14.17 \text{ N/mm}^2 \quad \text{EC2-1-1, Eq. (3.15)}$$

$$v_{Rdi} = 0.4 \cdot 1.02 + 0.7 \cdot 8.15 = 6.11 > 0.5 \cdot 0.54 \cdot 14.17$$

La resistenza del puntone a compressione è decisiva

$$3.83 \rightarrow 3.83 \text{ N/mm}^2 > v_{Edi} = 1.13 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Verifica compiuta } \checkmark$$

7.6.3 Progettazione statica di ringrosso sezionale (*Overlay*)

Requisiti del progetto: Di seguito, viene presentato un esempio del rinforzo di una pavimentazione industriale ringrossando la sezione esistente con un nuovo strato di calcestruzzo.

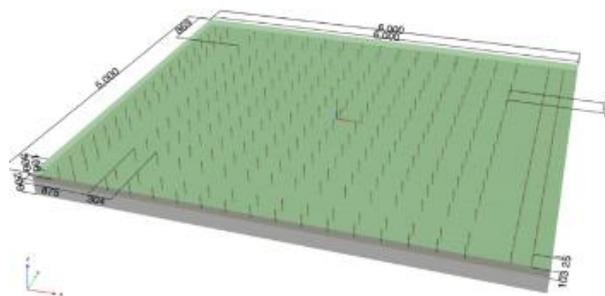


Figura 7.16. Ringrosso sezionale di una pavimentazione industriale – esempio schematico

Informazioni rilevanti sul progetto:

Geometria:	Spessore della soletta esistente, $h_{ex} = 200 \text{ mm}$ Spessore del nuovo getto, $h_{ov} = 100 \text{ mm}$ Copriferro della parte superiore/inferiore della lastra, $c_s = 20 \text{ mm}$ Larghezza della lastra, $w = 5,000 \text{ mm}$ Lunghezza della campata, $l = 6,000 \text{ mm}$
Materiali:	Classe di calcestruzzo della soletta esistente, C30/37 Classe di calcestruzzo del nuovo strato, C40/40 Trattamento superficiale: sabbiatura, ruvido ($\geq 1.5 \text{ mm}$) Calcestruzzo fessurato sufficientemente armato a limitare l'ampiezza a 0.3 mm
Azione di progetto:	Massima Taglio perpendicolare all'interfaccia, $V_{Ed} = 500 \text{ kN}$ Rapporto carico sostenuto, $\alpha_{sus} = 0.6 < \psi_{sus}^0 = 0.88 \rightarrow \psi_{sus} = 1.0$
Rinforzo dell'interfaccia:	Tipo di connettore: HCC-B 14-180 (incl. resina HIT-RE500 V4), ETA-18/1022 [46]
Metodo/orient. perorazione:	Foratura a roto-percussione / verticale verso il basso
Temp. di install./ in esercizio:	20°C / 20°C (a lungo termine) / 40°C (a breve termine)
Condizione del materiale di base:	asciutto
Interasse nelle zone centrali:	$s_x = s_y = 300 \text{ mm} \rightarrow \rho = 0.0011$
Numero di file sul perimetro:	$n = 2$
Profondità di ancoraggio effettiva nel calcestruzzo esistente,	$h_{ef,ex} = 97 \text{ mm}$
Profondità di ancoraggio effettiva nel nuovo strato,	$h_{ef,ov} = 75 \text{ mm}$

Verifica della zona centrale della soletta

Determinazione del taglio longitudinale:

$$\tau_{Ed} = V_{Ed} / (z \cdot b_j) = 500 / [0.9 \cdot (300 - 25) \cdot 5000] = 0.40 \text{ N/mm}^2$$

Determinazione della sollecitazione massima dell'acciaio nei connettori (cioè σ_s , nell'Eq. (2.11) di EOTA TR 066 [4])

Verifiche nel calcestruzzo esistente

Rottura lato acciaio:

$$N_{Rd,s} = N_{Rk,s} / \gamma_{Ms} = 54.8 / 1.5 = 36.5 \text{ kN}$$

Rottura combinata sfilamento e cono del calcestruzzo

$$N_{Rd,p,ex} = N_{Rk,p,ex} / \gamma_{Mc} \quad \text{EC2-4, Tab. 7.1}$$

$$N_{Rk,p,ex} = N_{Rk,p,ex}^0 \cdot A_{p,N} / A_{p,N}^0 \cdot \psi_{g,Np} \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{re,Np} \quad \text{EC2-4, Eq. (7.13)}$$

$$N_{Rk,p,ex}^0 = \psi_{sus} \cdot \tau_{Rk} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef,ex} = 1.0 \cdot 8.9 \cdot \pi \cdot 14 \cdot 97 = 38.0 \text{ kN} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14) + ETA-18/1022}$$

$$s_{cr,Np} = 7.3 \cdot d \cdot \sqrt{\psi_{sus} \cdot \tau_{Rk}} = 7.3 \cdot 14 \cdot \sqrt{1.0 \cdot 8.9} = 305 \rightarrow 3 \cdot h_{ef} = 291 \text{ mm} \quad \text{EC2-4, Eq. (7.15)}$$

$$A_{c,Np} = A_{c,Np}^0 = s_{cr,Np}^2 = 84,681 \text{ mm}^2 \quad \text{EC2-4, Eq. (7.15) + ETA-18/1022}$$

$$\psi_{g,Np} = 1.0 \quad (s > s_{cr,Np}) \quad \text{EC2-4, Sez. 7.2.1.6 (3)}$$

$$\psi_{s,Np} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,Np} \leq 1.0 \rightarrow 1.0 \quad (c > c_{cr,Np}) \quad \text{EC2-4, Eq. (7.20)}$$

$$\psi_{re,Np} = 1.0 \quad \text{nessuna armatura densa secondo EN 1992-1-1, Sez. 7.2.1.7 (2)}$$

$$N_{Rd,p,ex} = N_{Rk,p,ex}^0 \cdot A_{p,N} / A_{p,N}^0 \cdot \psi_{g,Np} \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{re,Np} = 38.0 / 1.5 = 25.3 \text{ kN}$$

Rottura del cono di calcestruzzo

$$N_{Rd,c,ex} = N_{Rk,c,ex} / \gamma_{Mc} \quad \text{EC2-4, Tab. 7.1}$$

$$N_{Rk,c,ex} = N_{Rk,c,ex}^0 \cdot A_{c,N} / A_{c,N}^0 \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \quad \text{EC2-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c,ex}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef,ex}^{1.5} = 7.7 \cdot \sqrt{30} \cdot 97^{1.5} = 40.3 \text{ kN} \quad \text{EC2-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N} = A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2 = 84,681 \text{ mm}^2 \quad \text{EC2-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0 \rightarrow 1.0 \quad (c > c_{cr,N}) \quad \text{EC2-4, Eq. (7.4)}$$

$$N_{Rd,c,ex} = N_{Rk,c}^0 \cdot A_{c,N} / A_{c,N}^0 \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} = 40.3 / 1.5 = 26.9 \text{ kN}$$

Verifiche nel nuovo strato, overlay

Sfilamento

$$N_{Rd,p,ov} = N_{Rk,p} / \gamma_{Mp} \quad \text{EC2-4, Tab. 7.1}$$

$$N_{Rk,p,ov} = k_2 \cdot A_h \cdot f_{ck} = 7.5 \cdot 1,140 \cdot 40 = 342 \text{ kN} \quad \text{EC2-4, Eq. (7.11) + ETA-18/1022}$$

$$N_{Rd,p,ov} = 213.8 / 1.5 = 228 \text{ kN}$$

Rottura del cono di calcestruzzo

$$N_{Rd,c,ov} = N_{Rk,c,ov} / \gamma_{Mc} \quad \text{EC2-4, Tab. 7.1}$$

$$N_{Rk,c,ov} = N_{Rk,c,ov}^0 \cdot A_{c,N} / A_{c,N}^0 \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \quad \text{EC2-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c,ov}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef,ov}^{1.5} = 8.9 \cdot \sqrt{40} \cdot 75^{1.5} = 36.6 \text{ kN} \quad \text{EC2-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N} = A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2 = 9 \cdot 75^2 = 50,625 \text{ mm}^2 \quad \text{EC2-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0 \rightarrow 1.0 \quad (c > c_{cr,N}) \quad \text{EC2-4, Eq. (7.4)}$$

$$N_{Rd,c,ov} = N_{Rk,c,ov}^0 \cdot A_{c,N} / A_{c,N}^0 \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} = 36.6 / 1.5 = 24.4 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = \min\{N_{Rd,s}; N_{Rd,p,ex}; N_{Rd,c,ex}; N_{Rd,p,ov}; N_{Rd,c,ov}\} / A_s = \min\{36.5; 25.3; 26.9; 228.0; 24.4\} / 110$$

$$\sigma_s = 222.3 \text{ MPa}$$

Verifica a taglio dell'interfaccia

$$\tau_{Rd} = c_r \cdot f_{ck}^{1/3} + \mu \cdot (\sigma_n + \kappa_1 \cdot \alpha_{\kappa 1} \cdot \rho \cdot \sigma_s) + \kappa_2 \cdot \alpha_{\kappa 2} \cdot \rho \cdot \sqrt{\frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c}} \quad \text{EOTA TR066, Eq. (2.11) + Tab. 2.2}$$

$$\tau_{Rd} = 0.1 \cdot 30^{1/3} + 0.7 \cdot (0.5 \cdot 0.8 \cdot 0.0011 \cdot 222.3) + 0.9 \cdot 1.3 \cdot 0.0011 \cdot \sqrt{\frac{400}{1.15} \cdot \frac{0.85 \cdot 30}{1.5}} = 0.47 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{Rd} > \tau_{Ed}$$

Verifica soddisfatta

Verifica dell'area perimetrale della soletta

Forza (che causa fessurazione):

$$V_{Ed,j}^* = h_{new} \cdot b_j \cdot f_{ctd} = 100 \cdot 1000 \cdot 1.64 = 164.0 \text{ kN/m} \quad \text{EOTA TR 066, Eq. (2.2)}$$

$$\tau_{Ed}^* = \frac{V_{Ed,j}^*}{l_e \cdot b_j} = h_{new} \cdot \frac{f_{ctd}}{l_e} = 100 \cdot \frac{1.64}{600} = 0.27 \text{ N/mm}^2 \quad \text{EOTA TR 066, Eq. (2.3)}$$

$$\tau_{Ed}^* = 0.27 \text{ N/mm}^2 < \tau_{Ed} = 0.40 \text{ N/mm}^2$$

Verifica soddisfatta

Forza di sollevamento, trazione:

$$N_{Ed,j}^* = V_{Ed,j}^*/6 = 164/6 = 27.3 \text{ kN/m} \quad \text{EOTA TR 066, Eq. (2.4)}$$

$$n = (l_e \cdot 1000 \text{ mm}) / (s_x \cdot s_y) = (600 \cdot 1000) / (300 \cdot 300) = 6.67 \rightarrow 6 \text{ No. di connettori in 1 m di spigolo}$$

$$N_{Rd} = n \cdot N_{Rd,min} = n \cdot N_{Rd,c,ov} = 6 \cdot 24.4 = 146.4 \text{ kN/m} > N_{Ed,j}^* = 27.3 \text{ kN/m} \quad \text{Verifica compiuta} \checkmark$$

7.6.4 Progettazione a fatica di ringrosso sezionale (*Overlay*)

Requisiti del progetto: nello stesso pavimento industriale rinforzato nell'esempio precedente, devono essere installate macchine che inducono un'azione di fatica.

Secondo EOTA TR 066, Tabella 1.1, la classe di rugosità dell'interfaccia deve essere "molto ruvida" o "dentellata" (cioè $\geq 3 \text{ mm}$). Per il seguente calcolo si presume che questo requisito sia soddisfatto.

Azione di progetto a fatica: $V_{Ed,min} = 300 \text{ kN}$; $V_{Ed,max} = 400 \text{ kN} \rightarrow$ Azione pulsante

$$\tau_{Ed,min} = V_{Ed,min} / (z \cdot b_j) = 300 / [0.9 \cdot (300 - 25) \cdot 5000] = 0.24 \text{ N/mm}^2 \quad \text{EOTA TR 066, Eq. (2.1)}$$

$$\tau_{Ed,max} = V_{Ed,max} / (z \cdot b_j) = 400 / [0.9 \cdot (300 - 25) \cdot 5000] = 0.32 \text{ N/mm}^2 \quad \text{EOTA TR 066, Eq. (2.1)}$$

$$\Delta\tau_{Ed} = \tau_{Ed,max} - \tau_{Ed,min} = 0.08 \text{ N/mm}^2 \quad \text{EOTA TR 066, eq (2.16)}$$

$$\tau_{Ed,max} / \tau_{Rd} \leq \eta_{sc} + 0.55 \cdot \tau_{Ed,min} / \tau_{Rd} \leq 0.9 \quad \text{EOTA TR 066, Eq. (2.17 bis)}$$

$$\tau_{Rd} = 0.2 \cdot 30^{1/3} + 0.8 \cdot (0.5 \cdot 0.9 \cdot 0.0011 \cdot 222.3) + 0.9 \cdot 1.3 \cdot 0.0011 \cdot \sqrt{\frac{400}{1.15} \cdot \frac{0.85 \cdot 30}{1.5}} = 0.80 \text{ N/mm}^2$$

$$0.32/0.80 \leq 0.40 + 0.55 \cdot 0.24/0.80 \leq 0.9 \rightarrow 0.40 \leq 0.57 \leq 0.9 \quad \text{Verifica soddisfatta} \checkmark$$

$$\tau_{Ed,min} / \tau_{Rd} \leq 0.9 \rightarrow 0.24/0.80 = 0.3 \leq 0.9 \quad \text{EOTA TR 066, Eq. (2.17a), Verifica soddisfatta} \checkmark$$

7.6.5 Progettazione sismica di ringrosso sezionale (*Overlay*)

Requisito del progetto: aumentare lo spessore di una parete a taglio esistente.

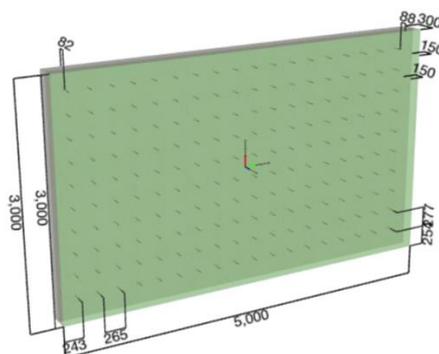


Figura 7.17. Ringrosso di una parete a taglio - esempio schematico

Informazioni rilevanti sul progetto:

Geometria:

- Spessore della parete esistente, $h_{ex} = 150 \text{ mm}$
- Spessore del nuovo strato, $h_{ov} = 150 \text{ mm}$
- Copriferrone laterale della parete, $c_s = 20 \text{ mm}$
- Larghezza della parete, $w = 5,000 \text{ mm}$
- Altezza della parete, $h = 3,000 \text{ mm}$

Materiali:	Classe di calcestruzzo della parete esistente, C25/30 Classe di calcestruzzo del nuovo strato, C30/37 Trattamento superficiale: sabbiatura, ruvido ($\geq 1.5 \text{ mm}$) Calcestruzzo fessurato secondo la categoria sismica C1
Azione progettuale:	Sforzo di taglio massimo che agisce perpendicolarmente all'interfaccia, $\tau_{Ed} = 0.3 \text{ N/mm}^2$
Rinforzo dell'interfaccia:	Tipo di connettore: HUS4-H 10x150 (ETA-21/0969 [47])
Metodo/orient. di perforazione:	foratura a roto-percussione/orizzontale
Spaziatura nelle zone centrali:	$s_x = s_y = 250 \text{ mm} \rightarrow \rho = 0.0008$

Profondità di ancoraggio effettiva nel calcestruzzo esistente, $h_{ef,ex} = 68 \text{ mm}$
 Profondità di ancoraggio effettiva nel nuovo strato, $h_{ef,ov} = 62 \text{ mm}$
 Determinazione della sollecitazione massima dell'acciaio dei connettori (cioè. σ_s , nell'Eq. (2.11) dell'EOTA TR 066)

Verifiche nel calcestruzzo esistente

Rottura lato acciaio

$$N_{Rd,s,eq} = N_{Rk,s,eq} / \gamma_{Ms,eq} \quad \text{EN 1992-4, Tab. 7.1, allegato C, Sez. C.5}$$

$$N_{Rd,s,eq} = \alpha_{gap} \cdot \alpha_{eq} \cdot N_{Rk,s} / \gamma_{Ms,eq} = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 55.0 / 1.5 = 36.7 \text{ kN} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (C.8)}$$

Rottura a sfilamento

$$N_{Rd,p,eq,ex} = N_{Rk,p,eq,ex} / \gamma_{Mc,eq} \quad \text{EN 1992-4, Tab. 7.1, allegato C, Sez. C.5}$$

$$N_{Rd,p,eq,ex} = \alpha_{gap} \cdot \alpha_{eq} \cdot N_{Rk,p} / \gamma_{Ms,eq} = 1.0 \cdot 0.85 \cdot 16.4 / 1.5 = 9.3 \text{ kN} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (C.8)}$$

Rottura conica del calcestruzzo

$$N_{Rd,c,ex} = N_{Rk,c,ex} / \gamma_{Mc,eq} \quad \text{EN 1992-4, Tab. 7.1, allegato C, Sez. C.5}$$

$$N_{Rk,c,ex} = \alpha_{gap} \cdot \alpha_{eq} \cdot N_{Rk,c,ex}^0 \cdot A_{c,N} / A_{c,N}^0 \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1) ed Eq. (C.8)}$$

$$N_{Rk,c,ex}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef,ex}^{1.5} = 7.7 \cdot \sqrt{25} \cdot 68^{1.5} = 21.6 \text{ kN} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N} = A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2 = 9 \cdot 68^2 = 41,616 \text{ mm}^2 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,Np} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0 \rightarrow 1.0 \quad (c > c_{cr,N}) \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{re,Np} = 1.0 \quad \text{Nessuna armatura densa secondo EN 1992-1-1, Sez. 7.2.1.7 (2)}$$

$$N_{Rd,c,ex} = \alpha_{gap} \cdot \alpha_{eq} \cdot N_{Rk,c}^0 \cdot A_{c,N} / A_{c,N}^0 \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} = 1.0 \cdot 0.85 \cdot 21.6 / 1.5 = 12.2 \text{ kN}$$

Verifiche nel nuovo strato, Overlay

Rottura a sfilamento

$$N_{Rd,p,eq,ov} \geq N_{Rd,c,eq,ov}^0 \quad \text{ETA-21/0969}$$

Rottura conica del calcestruzzo

$$N_{Rd,c,ov} = N_{Rk,c,eq,ov} / \gamma_{Mc,eq} \quad \text{EN 1992-4, Tab. 7.1, Allegato C, Sez. C.5}$$

$$N_{Rk,c,ov} = \alpha_{gap} \cdot \alpha_{eq} \cdot N_{Rk,c}^0 \cdot A_{c,N} / A_{c,N}^0 \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1) ed Eq. (C.8)}$$

$$N_{Rk,c,ov}^0 = \alpha_{gap} \cdot \alpha_{eq} \cdot k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef,ov}^{1.5} = 8.9 \cdot \sqrt{30} \cdot 62^{1.5} = 23.8 \text{ kN} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N} = A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2 = 9 \cdot h_{ef,ov}^2 = 9 \cdot 62^2 = 34,596 \text{ mm}^2 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1.0 \rightarrow 1.0 \quad (c > c_{cr,N}) \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$N_{Rd,c,ov} = \alpha_{gap} \cdot \alpha_{eq} \cdot N_{Rk,c,ov}^0 \cdot A_{c,N}/A_{c,N}^0 \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 23.8/1.5 = 15.9 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = \min\{N_{Rd,s}; N_{Rd,p,ex}; N_{Rd,c,ex}; N_{Rd,p,ov}; N_{Rd,c,ov}\}/A_s = \min\{36.7; 9.3; 12.2; 15.9\}/69 = 135 \text{ MPa}$$

Verifica del taglio dell'interfaccia

$$\tau_{Rd} = \alpha_{seis} \cdot \left[\mu \cdot (\sigma_n + \kappa_1 \cdot \alpha_{\kappa 1} \cdot \rho \cdot \sigma_s) + \kappa_2 \cdot \alpha_{\kappa 2} \cdot \rho \cdot \sqrt{\frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \right] \leq \beta_c \cdot v \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{EOTA TR066, Eq. (3.2)}$$

$$\mu = 0.4 \cdot \sqrt[3]{(f_{cd}/(\rho \cdot \sigma_s + \sigma_n))^2} = 0.4 \cdot \sqrt[3]{((25/1.5)/(0.0008 \cdot 135))^2} = 11.5 \quad \text{EOTA TR066, Tab. 3.2}$$

$$\tau_{Rd} = 0.5 \cdot \left[11.5 \cdot (0.5 \cdot 0.8 \cdot 0.0008 \cdot 135) + 0.9 \cdot 1.0 \cdot 0.0008 \cdot \sqrt{\frac{639}{1.15} \cdot \frac{25}{1.5}} \right] = 0.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{Rd} = \tau_{Ed}$$

Verifica soddisfatta ✓

7.6.6 Progettazione sismica (metodo Hilti) di ringrosso sezione (*Overlay*)

Lo stesso esempio di progettazione di cui sopra viene ora risolto utilizzando il metodo Hilti:

Rinforzo dell'interfaccia: Tipo di connettore: armatura $\phi 10$ con resina HIT-RE500 V4, ETA-20/0541 [48], $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

Metodo/orient. perforazione: Roto-percussione / orizzontale

Spaziatura nelle zone centrali: $s_x = s_y = 250 \text{ mm} \rightarrow \rho = 0.0008$

Profondità effettiva di ancoraggio nel calcestruzzo esistente, $h_{ef,ex} = 100 \text{ mm}$

Profondità effettiva di ancoraggio nel nuovo strato, *Overlay*, $h_{ef,ov} = 100 \text{ mm}$

Determinazione della sollecitazione massima dell'acciaio nei connettori (cioè, σ_s , nell'Eq. (2.11) di EOTA TR 066)

Verifiche nel calcestruzzo esistente

Rottura lato acciaio

$$N_{Rd,s,eq} = N_{Rk,s,eq}/\gamma_{Ms,eq} \quad \text{EC2-4, Tab. 7.1, Allegato C, Sez. C.5}$$

$$N_{Rd,s,eq} = \alpha_{gap} \cdot \alpha_{eq} \cdot N_{Rk,s}/\gamma_{Ms,eq} = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 42.4/1.4 = 30.3 \text{ kN} \quad \text{EC2-4, Eq. (C.8)}$$

Rottura combinata sfilamento e conica del calcestruzzo

$$N_{Rd,p,ex} = N_{Rk,p,ex}/\gamma_{Mc} \quad \text{EC2-4, Tab. 7.1}$$

$$N_{Rk,p,ex} = N_{Rk,p,ex}^0 \cdot A_{p,N}/A_{p,N}^0 \cdot \psi_{g,Np} \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{re,Np} \quad \text{EC2-4, Eq. (7.13)}$$

$$N_{Rk,p,ex}^0 = \psi_{sus} \cdot \tau_{Rk} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef,ex} = 1.0 \cdot 9.1 \cdot \pi \cdot 10 \cdot 100 = 28.6 \text{ kN} \quad \text{EC2-4, Eq. (7.14) + ETA-20/0541}$$

$$s_{cr,Np} = 7.3 \cdot d \cdot \sqrt{\psi_{sus} \cdot \tau_{Rk}} = 7.3 \cdot 10 \cdot \sqrt{1.0 \cdot 9.1} = 220 \text{ mm} \quad \text{EC2-4, Eq. (7.15) + ETA-20/0541}$$

$$A_{c,Np} = A_{c,Np}^0 = s_{cr,Np}^2 = 220^2 = 48,400 \text{ mm}^2 \quad \text{EC2-4, Eq. (7.15) + ETA-18/1022}$$

$$\psi_{g,Np} = 1.0 \quad (s > s_{cr,Np}) \quad \text{EC2-4, Sez. 7.2.1.6 (3)}$$

$$\psi_{s,Np} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,Np} \leq 1.0 \rightarrow 1.0 \quad (c > c_{cr,Np}) \quad \text{EC2-4, Eq. (7.20)}$$

$$\psi_{re,Np} = 1.0 \quad \text{nessuna armatura fitta secondo EN 1992-1-1, Sez. 7.2.1.7 (2)}$$

$$N_{Rd,p,ex} = \alpha_{gap} \cdot \alpha_{eq} \cdot N_{Rk,p,ex}^0 \cdot A_{p,N}/A_{p,N}^0 \cdot \psi_{g,Np} \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{re,Np} = 1.0 \cdot 0.85 \cdot 28.6/1.5 = 12.2 \text{ kN}$$

Rottura conica del calcestruzzo

$$N_{Rd,c,ex} = N_{Rk,c,eq,ex} / \gamma_{Mc,eq} \quad \text{EC2-4, Tab. 7.1, allegato C, Sez. C.5}$$

$$N_{Rk,c,ex} = \alpha_{gap} \cdot \alpha_{eq} \cdot N_{Rk,c,ex}^0 \cdot A_{c,N} / A_{c,N}^0 \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \quad \text{EC2-4, Eq. (7.1) ed Eq. (C.8)}$$

$$N_{Rk,c,ex}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef,ex}^{1.5} = 7.7 \cdot \sqrt{25} \cdot 100^{1.5} = 38.5 \text{ kN} \quad \text{EC2-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2 = 9 \cdot 100^2 = 90,000 \text{ mm}^2 \quad \text{EC2-4, Eq. (7.3)}$$

$$A_{c,N} = s_x \cdot s_y = 250^2 = 62,500 \text{ mm}^2$$

$$\psi_{s,Np} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0 \rightarrow 1.0 \quad (c > c_{cr,N}) \quad \text{EC2-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{re,Np} = 1.0 \quad \text{nessuna armatura fitta secondo EC2-4, Sez. 7.2.1.7 (2)}$$

$$N_{Rd,c,ex} = \alpha_{gap} \cdot \alpha_{eq} \cdot N_{Rk,c}^0 \cdot A_{c,N} / A_{c,N}^0 \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} = 1.0 \cdot 0.75 \cdot \left(\frac{62,500}{90,000} \right) \cdot 38.5 / 1.5 = 13.4 \text{ kN}$$

Verifiche nel nuovo strato, Overlay

Rottura a sfilamento

$$N_{Rd,p,eq,ov} = N_{Rk,p,eq,ov} / \gamma_{Mp,eq} \quad \text{EC2-4, allegato C, Sez. C.5}$$

$$N_{Rk,p,eq,ov} = \alpha_{gap} \cdot \alpha_{eq} \cdot k_2 \cdot A_h \cdot f_{ck} = 1.0 \cdot 0.85 \cdot 7.5 \cdot 236 \cdot 30 / 1.5 = 30.0 \text{ kN}$$

Rottura conica del calcestruzzo

$$N_{Rd,c,ov} = N_{Rk,c,eq,ov} / \gamma_{Mc,eq} \quad \text{EC2-4, Tab. 7.1, Allegato C, Sez. C.5}$$

$$N_{Rk,c,ov} = \alpha_{gap} \cdot \alpha_{eq} \cdot N_{Rk,c}^0 \cdot A_{c,N} / A_{c,N}^0 \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \quad \text{EC2-4, Eq. (7.1) ed Eq. (C.8)}$$

$$N_{Rk,c,ov}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef,ov}^{1.5} = 1.0 \cdot 0.85 \cdot 8.9 \cdot \sqrt{30} \cdot 100^{1.5} = 48.7 \text{ kN} \quad \text{EC2-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2 = 9 \cdot h_{ef,ov}^2 = 9 \cdot 100^2 = 90,000 \text{ mm}^2 \quad \text{EC2-4, Eq. (7.3)}$$

$$A_{c,N} = s_x \cdot s_y = 250^2 = 62,500 \text{ mm}^2$$

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0 \rightarrow 1.0 \quad (c > c_{cr,N}) \quad \text{EC2-4, Eq. (7.4)}$$

$$N_{Rd,c,ov} = \alpha_{gap} \cdot \alpha_{eq} \cdot N_{Rk,c,ov}^0 \cdot A_{c,N} / A_{c,N}^0 \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} = 1.0 \cdot 0.85 \cdot \frac{65,000}{90,000} \cdot 48.7 / 1.5 = 19.9 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = \min\{N_{Rd,s}; N_{Rd,p,ex}; N_{Rd,c,ex}; N_{Rd,p,ov}; N_{Rd,c,ov}\} / A_s = \min\{30.3; 12.2; 13.4; 30.0; 19.9\} / 78.5 = 156 \text{ MPa}$$

Verifica a taglio nell'interfaccia

$$\tau_{Rd} = \mu_h \cdot (\sigma_n + \kappa_{1h} \cdot \rho \cdot \sigma_s) + \kappa_{2h} \cdot \rho \cdot \sqrt{\frac{f_{y,k}}{\gamma_s} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq \beta_c \cdot v \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{Sez. 7.5}$$

$$\mu_h = 0.3 \cdot \sqrt[3]{(f_{cd} / (\rho \cdot \sigma_s + \sigma_n))^2} = 0.4 \cdot \sqrt[3]{((25/1.5) / (0.0008 \cdot 156))^2} = 7.8 \quad \text{Sez. 7.5}$$

$$\tau_{Rd} = 7.8 \cdot 0.4 \cdot 0.0008 \cdot 156 + 0.7 \cdot 0.0008 \cdot \sqrt{\frac{450}{1.15} \cdot \frac{25}{1.5}} = 0.39 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{Rd} = 0.39 \text{ N/mm}^2 > \tau_{Ed} = 0.3 \text{ N/mm}^2$$

Verifica soddisfatta

Nota: Il confronto tra le soluzioni ottenute per questa applicazione con una progettazione secondo EOTA TR 066 [2] (con tasselli a vite HUS4) e il metodo Hilti (con barre d'armatura di diametro e spaziatura simili) mostra che la % di utilizzo con il metodo Hilti è minore (cioè un utilizzo del 77% contro il 100%). Tuttavia, l'armatura post-installata richiede un ancoraggio maggiore sia nello strato nuovo che in quello esistente (100 mm contro 62 e 68 mm). Inoltre, la soluzione con HUS4 è più produttiva (installazione senza resina) ed è munita di qualifica ETA sismica per l'applicazione.

8. PROFIS ENGINEERING SUITE – SOFTWARE DI PROGETTAZIONE

8.1 Introduzione

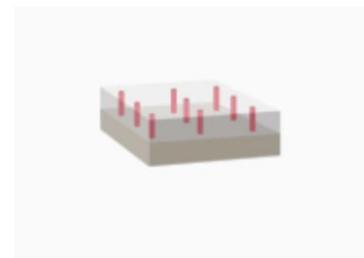
Hilti PROFIS Engineering Suite (PROFIS) è un software di progettazione strutturale. Dispone di una gamma di funzionalità che consentono agli ingegneri ottenere progetti conformi alle normative di riferimento per le connessioni tra elementi o strati in calcestruzzo gettati in momenti diversi utilizzando armature post-installate o connettori a taglio. Copre una vasta gamma di applicazioni, tra cui giunzioni a sovrapposizione di armature (estensione di elementi strutturali), ancoraggi terminali senza sovrapposizione delle armature (aggiunta di nuovi elementi strutturali) e ringrossi sezionali con connettori a taglio. PROFIS aiuta anche a creare specifiche di progetto dettagliate e sicure per il cantiere. I vari metodi di progettazione discussi nei capitoli precedenti possono richiedere molto tempo, soprattutto quando si creano calcoli manuali e si confrontano diverse soluzioni. PROFIS aiuta i progettisti a creare rapidamente specifiche conformi alle norme, garantendo un flusso di lavoro più sicuro ed efficiente.

PROFIS include anche funzioni per la visualizzazione e l'input progettuale, come la visualizzazione 3D delle forze e dei componenti strutturali e i disegni 2D delle sezioni trasversali che mostrano i dettagli richiesti e i report che mostrano i calcoli dettagliati. Altri attributi includono l'analisi delle prestazioni di una connessione per diversi prodotti qualificati ETA, varie condizioni di carico come carichi statici, sismici e fuoco e il rapporto di utilizzo per ottimizzare istantaneamente la progettazione.

Nota: PROFIS offre soluzioni istantanee, efficienti e accurate per i collegamenti tra elementi in calcestruzzo.



Nuovo progetto per
**Armatura post-
installata**



Nuovo progetto per
**Sovrapposizione
calcestruzzo**

Figura 8.1. Moduli PROFIS Engineering Suite per collegamenti calcestruzzo-calcestruzzo

8.2 Perché utilizzare PROFIS Engineering Suite?

Tutto in uno: PROFIS è un'unica piattaforma per la progettazione di vari tipi di applicazioni che utilizzano sistemi post-installati (barre d'armatura e connettori a taglio) dalla definizione del modello alla creazione degli output di progettazione (vedi Fig. 8.2). Tutte le applicazioni discusse nel capitolo 2 possono essere progettate con PROFIS in modo molto efficiente, rapido, preciso e trasparente. L'output dei metodi di progettazione come l'Eurocodice, l'EOTA TR 069 [2], il metodo Hilti, ecc. possono essere messi a confronto in PROFIS in modo rapido per trovare la soluzione ottimale. PROFIS consente inoltre l'uso di diverse normative e standard come quelle europee, americane e altri standard nazionali/regionali.

Conforme alle norme <ul style="list-style-type: none"> ✓ Le normative più aggiornate EU, ACI, etc. ✓ Taglio nell'interfaccia ✓ Report di calcolo completo 	Meno costi <ul style="list-style-type: none"> ✓ Soluzioni economicamente vantaggiose ✓ Ottimizzazione con risparmio materiale ✓ Possibilità di considerare l'armatura esistente
Risparmi tempo <ul style="list-style-type: none"> ✓ Calcolo facile e veloce ✓ Calcolo simultaneo con diversi metodi 	Personalizzazione <ul style="list-style-type: none"> ✓ Posizionamento delle barre gettate e post-installate customizzabile ✓ Modulo con barra singola ✓ Upload di immagini e foto da cantiere nel report di calcolo

PROFIS è il primo software che copre tutte le applicazioni di connessione calcestruzzo-calcestruzzo!

Fig. 8.2. Vantaggi dell'utilizzo di PROFIS

8.3 Modulo PROFIS per applicazioni con armature post-installate

Nella sezione seguente, vengono descritte le principali fasi di progettazione e le funzionalità per la progettazione di connessioni in calcestruzzo con armature post-installate.

Scelta del tipo di applicazione

Il progettista può scegliere il tipo di connessione corretta (giunzione con armature sovrapposte o senza) e l'applicazione richiesta dall'elenco delle opzioni disponibili in PROFIS Engineering Suite (vedere Figura 8.3):

Connessioni <ul style="list-style-type: none"> Con armature sovrapposte Senza armature sovrapposte 	Connessioni <ul style="list-style-type: none"> Con armature sovrapposte Senza armature sovrapposte
Applicazioni <ul style="list-style-type: none"> Connessione solaio su solaio Connessione trave su trave Connessione parete su parete Connessione pilastro su pilastro Connessione trave su solaio Connessione pilastro su parete Barra singola 	Applicazioni <ul style="list-style-type: none"> Connessione parete su solaio Connessione pilastro su solaio Connessione solaio su parete Connessione trave su parete Connessione trave su pilastro Barra singola

Figura 8.3. Applicazioni di connessioni con armature sovrapposte oppure ancoraggi terminali senza armature sovrapposte in PROFIS

Proprietà del calcestruzzo e condizioni di installazione

Il passo successivo prevede l'impostazione dei parametri della classe del calcestruzzo esistente e del nuovo getto insieme alle condizioni di installazione. A tale scopo, PROFIS offre una scelta tramite un

Nota: PROFIS consente di inserire valori personalizzati per la classe del calcestruzzo (ad es. classi di resistenza superiori a C50/60) quando sono disponibili dati tecnici per il prodotto specifico.

menu a tendina (cfr. Figura 8.4), dove il progettista può selezionare la resistenza del calcestruzzo nell'intervallo disponibile (da C12/15 a C50/60).

L'input delle condizioni di installazione comporta la selezione dell'intervallo di temperatura a cui è sottoposta l'applicazione durante la vita utile e anche l'intervallo di temperatura durante l'installazione/iniezione della resina (vedi Fig. 8.4). Si può scegliere anche il tipo di perforazione, l'utilizzo di una guida durante la perforazione, la condizione dei fori praticati, e trattamento superficiale del calcestruzzo nell'interfaccia, come già discusso nella Sez. 9.1.2 e 9.1.3. Questa è una parte della procedura di progettazione che influisce anche sulla selezione di un prodotto ETA qualificato per la progettazione e i parametri di installazione. Ad esempio: il tipo di perforazione selezionato potrebbe essere consentito solo per un prodotto specifico che ha una gamma limitata di diametri e profondità di ancoraggio come riportato nell'ETA pertinente.

Nota: PROFIS verifica che il tipo di perforazione selezionato sia compatibile con tutti gli altri parametri richiesti dall'applicazione.

The screenshot displays two main configuration panels:

- MATERIALE BASE:**
 - Materiali calcestruzzo esistenti: C25/30 (dropdown)
 - Proprietà meccaniche: $f_{c,cil}$ = 25 N/mm², $f_{c,cubo}$ = 30 N/mm² (input fields with +/- controls)
 - Nuovo materiale calcestruzzo: C25/30 (dropdown)
 - Proprietà meccaniche: $f_{c,cil}$ = 25 N/mm², $f_{c,cubo}$ = 30 N/mm² (input fields with +/- controls)
- CONDIZIONI DI INSTALLAZIONE:**
 - Tipo di perforazione: Foro con roto-percussione (dropdown)
 - Tipo di foro: Calcestruzzo asciutto (dropdown)
 - Supporto alla perforazione: Viene utilizzata la guida di perfor... (dropdown)
- TRATTAMENTO DELLA SUPERFICIE:**
 - Ruvidità: Ruvido (dropdown menu showing options: Ruvido, Ruvido, Indentato)
- TEMPERATURA:**
 - Breve termine: 20 °C (input field with +/- controls)
 - Lungo termine: 20 °C (input field with +/- controls)
 - Installazione: da 5°C a 20°C (dropdown)

Figura 8.4. Proprietà del materiale di base e condizioni di installazione

Proprietà delle armature esistenti

Questa fase consente al progettista di inserire informazioni sui dettagli dell'armatura nel calcestruzzo esistente, come la qualità del materiale, il diametro, la spaziatura, la forma, il copriferro, le condizioni di aderenza, i dettagli degli strati longitudinali dell'armatura e i dettagli dell'armatura trasversale (richiesti principalmente per le applicazioni di giunzione con sovrapposizione, che potrebbero aiutare a ridurre la lunghezza della sovrapposizione). PROFIS consente di inserire le informazioni sull'armatura longitudinale e trasversale sia in modalità di strati che in modalità disposizione di singole armature della sezione trasversale (utilizzando la forma e il numero delle armature, il diametro, le condizioni di aderenza e le informazioni sul copriferro (vedi Figura 8.5))

Nota: PROFIS offre la massima flessibilità nella definizione di staffe, strati di armatura (da 1 a 4 strati) e geometria in base alle condizioni del cantiere.

Figura 8.5. Proprietà dell'armatura esistente

Proprietà qualificate del materiale post-posato (barre d'armatura e ancorante chimico)

PROFIS dispone di una funzione per definire il tipo di posizionamento delle armature post-installate nei due modi seguenti per poter ottimizzare:

Automatico: questa funzione consente all'utente di trovare una soluzione rapida verificata. PROFIS propone una soluzione ottimizzata in base alla geometria, materiali e agli input di carico. PROFIS propone una soluzione in termini di diametri e spaziatura delle armature. Si possono adottare due possibili strategie di ottimizzazione, ovvero il numero minimo di fori o il diametro minimo dell'armatura.

Definito dall'utente: l'opzione precedente è solo un punto di partenza. Tuttavia, l'utente può definire il diametro e la spaziatura dell'armatura per un'ulteriore ottimizzazione dell'ancoraggio o della lunghezza della sovrapposizione.

In entrambi i casi l'utilizzatore può scegliere prodotti qualificati (ancoranti chimici) in base alle esigenze progettuali e di installazione (vedi Figura 8.6).

Figura 8.6. Scegliere soluzioni di prodotto approvate e qualificate da EOTA

Definizione dei carichi

I carichi possono essere inseriti nel modello 3D (vedi Figura 8.7) o nel formato tabellare, in base all'applicazione e al tipo di connessione (ad esempio, forze assiali e di taglio, nonché momenti flettenti). È inoltre possibile definire le condizioni di carico, la vita utile, gli standard di progettazione, le opzioni di progettazione a taglio nell'interfaccia e i limiti minimi e massimi per l'armatura (vedere Figura 8.7). Inoltre, PROFIS consente all'utente di definire i carichi per l'intera sezione trasversale o per armatura (in questo caso, non viene eseguita l'analisi della sezione).

TIPO DI CARICO ☆ ^

Progettazione per snervamento ⓘ

Durata di servizio progetto

50 anni

DEFINIZIONE CARICO ☆ ^

Carichi

Per sezione

Per barra

PROGETTAZIONE ☆ ^

Selezione del metodo di calcolo ⓘ

EN1992-1-1

OPZIONI DI PROGETTAZIONE A TAGLIO ☆ ^

Considerare ΔF_{t2} ⓘ

Verifica dell'azione tagliante nell'interfaccia ⓘ

CONSIDERAZIONE DI ARMATURA MINIMA E MASSIMA ☆ ^

Armatura minima ⓘ

Armatura massima ⓘ

Definizione di armatura minima e massima

N°	Nome	Tipo	Forze [kN]			Momenti [kNm]	
			Vx	Vy	N	Mx	My
1	Combinazione 1	+	0	0	0	1	

Figura 8.7. Definizione dei carichi in PROFIS

Scelta del metodo di progettazione

Per la progettazione dell'ancoraggio post-installato di connessioni resistenti al momento, PROFIS copre tutti i metodi di progettazione discussi in questo manuale (EN 1992-1-1, EOTA TR 069, metodo con modelli a tirante-puntone e metodo Hilti). La profondità di installazione, risultato del relativo metodo di progettazione viene calcolata e visualizzata istantaneamente per consentire al progettista/ingegnere di scegliere. PROFIS visualizza anche il rapporto (%) di utilizzo e le sue diverse modalità di rottura in base al metodo di progettazione selezionato (vedere Figura 8.8)

Nota: In base alla tipo di carico di input, PROFIS seleziona automaticamente il metodo di progettazione consentito. L'utente può scegliere la lunghezza di progettazione più corta o la conformità a un codice o a un metodo di progettazione specifico.



Figura 8.8. Scelta della soluzione (per diversi metodi) e relative % di utilizzo

Output progettuale (report e disegni)

Una volta che l'utente ha progettato la soluzione preferita, è possibile generare un report completo con un semplice clic. Questo report di output del progetto mostra tutti i dati di input (geometria, materiale, carichi, ecc.) e i calcoli dettagliati per tutti le verifiche progettuali. Il report mostra anche disegni di sezione 3D e 2D con profondità di ancoraggio che possono essere utilizzati per le specifiche di progetto. Inoltre, nel rapporto vengono fornite anche avvertenze e linee guida per l'installazione.

8.3.1 Altre funzionalità di PROFIS Engineering

Definizione dall'utente del diametro e della disposizione delle armature: PROFIS offre la possibilità di definire completamente la posizione/layout delle armature gettate e post-installate dall'utente utilizzando l'opzione dell'editor 2D. Questo editore aiuta a rappresentare un eventuale scenario reale di disposizioni irregolari e diametri diversi utilizzati nello stesso *layer*. La posizione dell'armatura nella sezione trasversale può essere spostata utilizzando l'opzione di trascinamento con il mouse o fornendo le coordinate per la posizione desiderata utilizzando gli input della tabella (vedere Figura 8.9)

Nota: L'editor 2D consente di personalizzare le disposizioni e i diametri delle barre d'armatura in

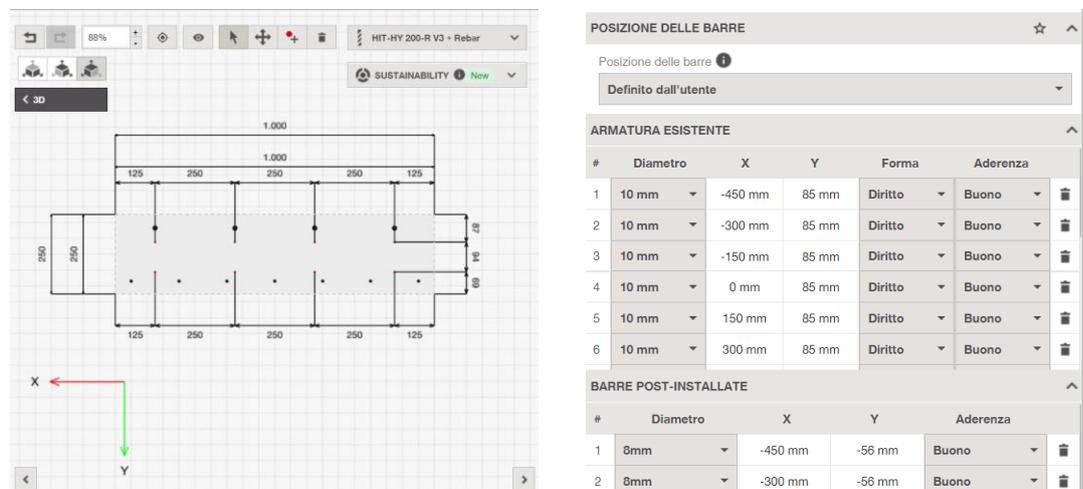


Figura 8.9. Disposizione dell'armatura definita dall'utente in PROFIS

Opzioni di progettazione a taglio: Le armature post-installate non sono generalmente progettate per resistere al carico di taglio diretto. Pertanto, l'interfaccia tra il calcestruzzo esistente e quello nuovo deve essere adeguatamente irruvidita per garantire che il carico di taglio venga trasferito per attrito. Come spiegato nella sez. 7.1, per la verifica della capacità di taglio dell'interfaccia è possibile selezionare varie condizioni di carico sezionale nella sezione e eventualmente considerare nel calcolo la presenza di armatura trasversale a taglio (cioè, sollecitazione prevalentemente a taglio/flessione con o senza armatura a taglio) secondo le disposizioni delle norme rilevanti (cfr. Figura 8.10)

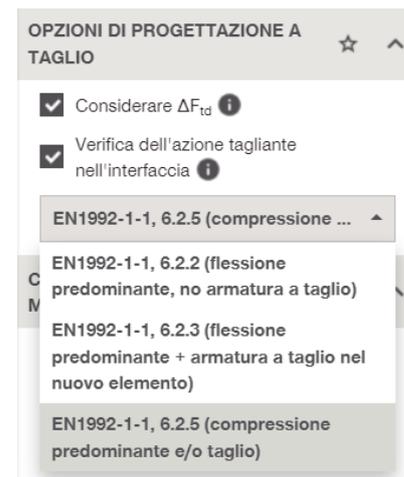


Figura 8.10. Progettazione a taglio dell'interfaccia in PROFIS

Modulo armatura singola: nonostante l'ampia varietà di metodi di progettazione e applicazioni incluse in PROFIS, il progettista si potrebbe trovare nella soluzione di dover affrontare delle applicazioni che necessitano di una soluzione personalizzata. Pertanto, PROFIS offre la possibilità di calcolare la lunghezza di ancoraggio o la lunghezza di sovrapposizione di una singola barra tenendo conto delle condizioni al contorno definite dall'utente e del carico sulla barra (eventualmente derivato da un altro programma come la simulazione agli elementi finiti o da un modello diverso a puntone e tirante).

Nota: Il modulo armatura singola in PROFIS può essere rapidamente utile quando si progetta per poche armature mancanti in cantiere, piuttosto che per l'intera applicazione.

Menu Impostazioni: PROFIS calcola automaticamente l'area massima e minima dell'armatura in base alle limitazioni normative (ad esempio, EC2-1-1 [1]). Tuttavia, PROFIS consente all'utente anche di personalizzare i limiti min/max dell'armatura. Il menu delle impostazioni consente di tenere conto di eventuali parametri specifici nazionali nel quadro europeo e di qualsiasi altro telaio normativo preferito dal progettista.

8.4 Modulo PROFIS per ringrosso sezione, *Overlay* – Sovrapposizione Calcestruzzo

Di seguito sono riportati i passaggi e le funzionalità per la progettazione di applicazioni di rinforzo e ringrosso sezione con connettori a taglio post-installati (connessioni per attrito di taglio) utilizzando PROFIS.

Scelta del tipo di applicazione

Il modulo Sovrapposizione Calcestruzzo in PROFIS consente all'utente di selezionare soluzioni di rinforzo predefinite per elementi strutturali tipici come solette, travi e pareti. Inoltre, l'applicazione generica fornisce calcoli semplici e rapidi per una progettazione generica dell'interfaccia di calcestruzzi gettati in tempi diversi (vedere Figura 8.11).



Figura 8.11. Applicazioni Overlay in PROFIS

Proprietà del calcestruzzo e condizioni di installazione

Le proprietà del calcestruzzo nuovo ed esistente insieme alle condizioni di installazione si definiscono in PROFIS in modo simile a quanto discusso nella sezione 8.3 anche per le applicazioni di rinforzo con ringrosso sezione.

PROFIS offre la possibilità di dividere la lunghezza longitudinale degli elementi in calcestruzzo in zone distinte di segmenti definiti dall'utente (vedere Figura 8.12). Questa segmentazione è in linea con il metodo di progettazione EOTA TR 066 [4] di divisione in zone. Il motivo è per affrontare in modo più ragionevole e ottimale le diverse sollecitazioni di taglio nelle zone di bordo (derivanti da eventuali vincoli perimetrali) rispetto alle sollecitazioni nella campata/segmenti interni. Questa discretizzazione zonale porta a una progettazione efficiente ed economica dei connettori a taglio.

Nota: Il trattamento superficiale della superficie del calcestruzzo esistente (scabrezza) è un'opzione definita dall'utente in PROFIS. Una corretta preparazione della superficie è importante per la progettazione del rinforzo con ringrosso sezione ossia della sovrapposizione del nuovo getto al calcestruzzo esistente.

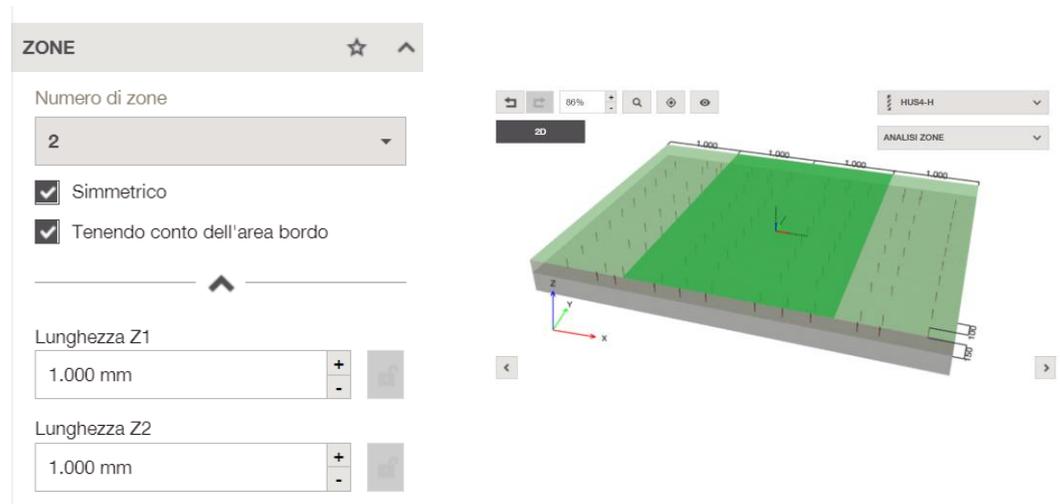


Figura 8.12. Discretizzazione a zone

Proprietà del connettore a taglio post-installato

Tutti i prodotti qualificati per i connettori a taglio (meccanici – ad es. HUS4-H e chimici, HIT-RE 500 V4 + HCC-B, ecc.) sono disponibili in PROFIS per la scelta in base alle esigenze progettuali come il tipo di carico e di installazione (cfr. Figura 8.13). Anche le armature piegate possono essere progettate utilizzando il Hilti Metodo come discusso nel Capitolo 7.

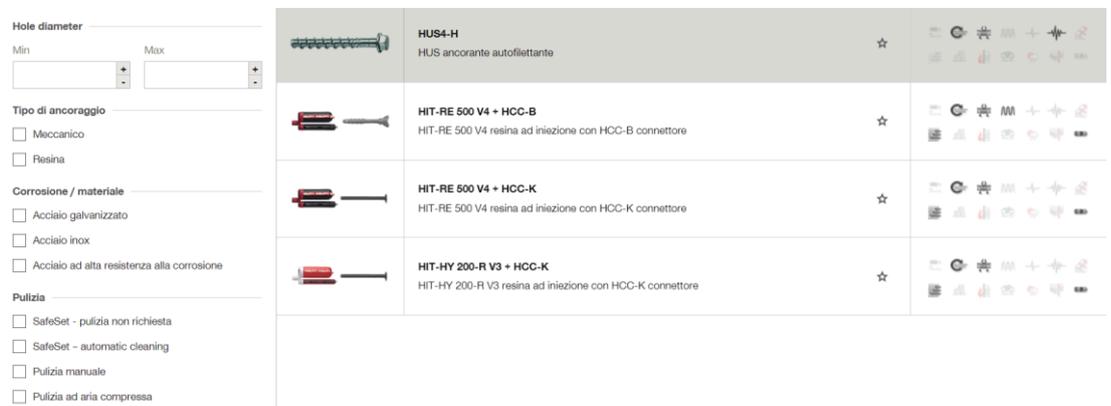


Figura 8.13. Connettori a taglio approvati e qualificati

Ottimizzazione della progettazione con connettori a taglio

Il posizionamento dei connettori può essere effettuato secondo gli stessi principi riportati nella sezione 8.3, ossia in modo automatico oppure definito dall'utente. L'ottimizzazione della progettazione dei connettori a taglio può essere eseguita fissando:

- Il numero minimo** di connettori a taglio (ancoraggi) o
- La profondità minima** di ancoraggio richiesta dei connettori a taglio nello strato di calcestruzzo esistente.

Definizione dei carichi e delle norme/metodi di calcolo

Le forze di taglio di progetto o le sollecitazioni nelle zone discretizzate possono essere inserite nella tabella di carico sotto il modello 3D. Il progettista può scegliere anche i tipi di carico (statico, sismico e

a fatica) e lo standard di progettazione (EOTA TR 066 [4] o metodo Hilti). PROFIS visualizza anche le % di utilizzo per la verifica a taglio dell'interfaccia e le resistenze per le varie modalità di rottura a trazione dei connettori a taglio post-installati.

La sollecitazione di taglio di progetto che agisce parallelamente all'interfaccia tra calcestruzzo nuovo ed esistente è l'opzione di carico di input predefinita. In PROFIS è possibile anche l'input del carico come forza di taglio perpendicolare all'interfaccia. Le forze di taglio vengono convertite in sollecitazioni di taglio come specificato da EOTA TR 066 [4] (vedi Figura 8.14). Inoltre, qualsiasi sollecitazione che agisce perpendicolarmente all'interfaccia (solo compressione) può anche essere definita dall'utente.

The image shows a software interface with two main sections:

- SOLLECITAZIONE**: Contains a text input field with the value "2 N/mm²" and small "+" and "-" buttons to the right.
- DEFINIZIONE CARICO**: Contains the text "Tipo di applicazione del carico" followed by two radio button options:
 - Sollecitazione di taglio sull'interfaccia
 - Forza di taglio perpendicolare all'interfaccia

Figura 8.14. Definizione della sollecitazione o della forza di taglio

Output progettuale (report e disegni)

Così come nel caso delle connessioni con armature post-installate discusse nella sezione 8.3, anche in questo caso, in PROFIS, è possibile generare un report completo dell'output di progettazione con un semplice clic.

9. INSTALLAZIONE E COLLAUDO

La giusta procedura di installazione per i sistemi post-installati nell'edilizia è importante per i seguenti motivi:



Si consiglia di far eseguire l'installazione da installatori qualificati che abbiano le competenze, le conoscenze e l'esperienza necessarie per installare correttamente i sistemi post-installati. Inoltre, è importante seguire attentamente le istruzioni e le linee guida di installazione del produttore. Queste istruzioni forniscono dettagli specifici su come deve essere installato il prodotto e includono eventuali considerazioni o requisiti speciali che devono essere presi in considerazione. L'utilizzo di prodotti qualificati è necessario poiché sono stati testati e certificati il che significa che i prodotti qualificati soddisfano determinati standard e sono ritenuti idonei per l'uso in applicazioni specifiche. Fare riferimento al Capitolo 3 per le valutazioni e le qualifiche dei prodotti ed al Capitolo 4 per prodotti qualificati Hilti.

9.1 Procedura di installazione delle armature post-installate

La procedura di installazione dell'armatura post-installata prevede i seguenti passaggi:

9.1.1 Posizionamento

Per iniziare necessario individuare e fissare le posizioni dell'armatura, dove sono previste le operazioni di perforazione. Ciò richiede una scansione del materiale di base per poter identificare la posizione di armature esistenti, tubi, cavità, ecc. Nel caso specifico di giunzioni sovrapposte con armature post-installate, la posizione relativa rispetto alle barre gettate in opera deve essere attentamente valutata.

La posizione dell'armatura esistente e di altri elementi incorporati viene generalmente identificata con metodi di scansione classificati come:

a) Scanner che localizzano materiali ferrosi utilizzando **la tecnologia a induzione elettromagnetica (Electro-Magnetic Induction, EMI)** come, ad esempio, il PS 300 di Hilti (vedi Figura 9.1a,b). Gli scanner ferrosi che utilizzano la tecnologia EMI possono rilevare la posizione dell'armatura e possono anche stimare sia il copriferro che il diametro dell'armatura per barre d'armatura situate entro 200 mm dalla superficie del calcestruzzo,

b) Scanner che utilizzano **la tecnologia radar a impulsi (Pulse Radar Technology, PRT)** per rilevare oggetti incorporati sia ferrosi che non ferrosi come metalli, sistemi post-tesi, non metalli (come legno, fili, ecc.) e cavità. Due esempi di questi scanner sono il PS 85 e il PS 1000 di Hilti. Scanner di tipo PRT

Nota: Hilti offre apparecchiature di rilevamento professionali per facilitare l'installazione di barre d'armatura

come il PS 1000 di Hilti (vedere Figura 9.1c,d) può essere utilizzato anche per aree di forte congestione o dove l'armatura esistente è troppo profonda e in più strati.

Nota: Le apparecchiature di scansione Hilti possono essere utilizzate anche per stimare il copriferro di calcestruzzo, il diametro e la spaziatura delle armature (più strati). Risultano quindi molto utili per l'identificazione e la verifica strutturale, soprattutto quando non sono disponibili disegni *as-built*. Ove disponibile, è comunque preferibile integrare i documenti di progettazione originali o *as-built* con i risultati della scansione così da avere una doppia verifica.



a) Scansione di oggetti ferrosi



b) PS 300 Ferroskan di HILTI



c) Scansione di oggetti ferrosi e non ferrosi



d) PS 1000 di HILTI con tablet

Figura 9.1. Apparecchiature per scansione di materiali ferrosi e non ferrosi utili per la verifica strutturale e la documentazione

9.1.2 Preparazione/irruvidimento della superficie

Prima di collocare l'armatura post-installata, è importante preparare adeguatamente la superficie del calcestruzzo. Ciò può comportare anche la riparazione di eventuali crepe o difetti nella superficie del calcestruzzo, l'irruvidimento e la pulizia della superficie di calcestruzzo che sarà l'interfaccia tra il calcestruzzo esistente e quello nuovo. L'irruvidimento e la pulizia vengono devono essere eseguiti utilizzando strumenti e attrezzature appropriati. Successivamente si passa alla marcatura della posizione dell'armatura che verrà post-installata in modo da garantire un'operazione di perforazione precisa.

L'irruvidimento superficiale, che viene eseguito prima del getto del nuovo calcestruzzo sulla porzione di calcestruzzo esistente, fornisce non solo una maggiore adesione ma anche la capacità del giunto di trasferire il taglio attraverso l'attrito. L'irruvidimento deve essere preparato in base all'uso previsto secondo il copriferro minimo secondo EC2-1-1[1] nella zona in cui il nuovo calcestruzzo viene a contatto sulla superficie del calcestruzzo esistente. La scabrezza superficiale deve rispettare un requisito che prescrive di avere almeno 3 mm di altezza tra picco e la valle a una distanza di circa 40 mm (fare riferimento a Figura 9.2)

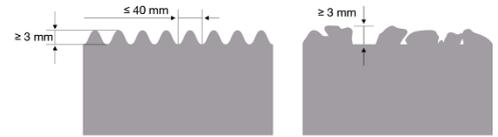
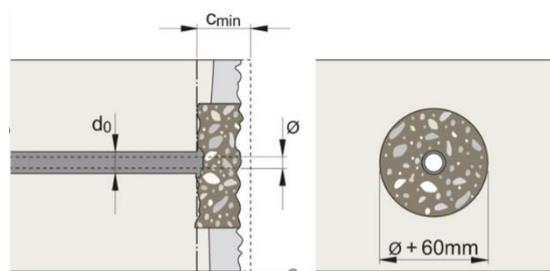


Figura 9.2. Requisito di scabrezza superficiale

Nota: Dopo l'irruvidimento è necessario assicurarsi che la superficie sia priva di polvere o materiale sciolto prima di posizionare il nuovo calcestruzzo.

Nel caso lo strato superficiale del calcestruzzo esistente fosse carbonatato risulta necessario rimuovere questo strato nelle aree in cui devono essere installati i ferri d'armatura post-installati. Una regola empirica è quella di rimuovere il calcestruzzo carbonatato, su un'area circolare avente diametro d_{ruvido} pari al diametro della barra Φ più 60 mm ($d_{\text{ruvido}} = \Phi + 60\text{ mm}$, vedi Figura 9.3a). L'irruvidimento richiesto può essere eseguito con mezzi meccanici (ad esempio, utilizzando Hilti TE 70-ATC dotato di uno strumento di spazzolatura, vedi Figura 9.3b), sabbatura o con irruvidimento tramite getti acqua.



a) Area circolare creata in calcestruzzo carbonatato



b) Irruvidimento superficiale con utensile a spazzola

Figura 9.3. Requisiti di irruvidimento della superficie del calcestruzzo esistente

9.1.3 Esecuzione dei fori nel calcestruzzo

Le barre d'armatura post-installate richiedono in genere un ancoraggio profondo. La corretta foratura e pulizia sono fondamentali per garantire corrette prestazioni delle barre di armatura. I fori vengono solitamente eseguiti utilizzando uno dei tre metodi seguenti, ciascuno dei quali presenta vantaggi e limiti:

- 1) **Foratura a roto-percussione/foratura a percussione (HD).** Per trapani a percussione **si utilizzano solitamente** punte con elica standard a 2 taglienti (ad es. famiglia di punte Hilti TE-C) o punte con carburo cruciformi (ad es. famiglie Hilti TE-CX e TE-CYX) (vedi Figura 9.4). Queste sono prontamente disponibili e rappresentano l'approccio preferito per la maggior parte delle applicazioni data la loro portabilità e facilità d'uso. I trapani a percussione Hilti producono una superficie del foro non uniforme che risulta particolarmente adatta a garantire una corretta adesione (a condizione che vengano utilizzate corrette procedure di pulizia del foro). Per fori profondi e di grande diametro, i trapani a percussione potrebbero non essere pratici. Inoltre, non sono adatti quando la foratura può interessare armature esistenti.



Figura 9.4. Esempio di foratura a percussione (HD)

Nota: Sul mercato sono disponibili diversi tipi di trapani. Si differenziano principalmente per peso, energia d'impatto, rotazione e frequenza di martellamento. Hilti consiglia la macchina più appropriata per le diverse gamme di diametri dei fori per ottimizzare la produttività.

- 2) **Foratura ad Aria Compressa (CA)** - La perforazione ad aria compressa offre velocità ed efficienza e produce una superficie del foro ruvida. La maggiore energia d'impatto associata all'aria compressa può aumentare la tendenza al danneggiamento dell'elemento in calcestruzzo, in particolare se utilizzato in applicazioni con una distanza ridotta dal bordo o con copriferro ridotto. (fare riferimento a Figura 5.5).
- 3) **Carotaggio diamantato (DD)** può utilizzare la tecnologia di carotaggio a umido oppure a secco. Le carotatrici possono essere l'opzione preferita quando si hanno lunghezze di ancoraggio elevate e diametri grandi (Figura 9.5). A differenza dei trapani a percussione, che fratturano il calcestruzzo con l'energia dell'impatto, le corone per carotaggio utilizzano una matrice sacrificale contenente frammenti di diamante per abrader il calcestruzzo. La rigidità del cilindro della corona permette che i fori vengano eseguiti con una minima deviazione dal percorso previsto e che si possa perforare anche attraverso l'armatura di rinforzo esistente senza grande sforzo. Le carotatrici in genere producono un foro molto liscio che di solito è coperto da un sottile *film* di polvere che è deleterio per l'aderenza della resina. Per i sistemi qualificati, sono state sviluppate specifiche procedure di pulizia dei fori che sono incluse negli ETA di prodotto e nel Istruzioni per l'uso (IFU).

Nota: Il carotaggio diamantato è preferibile quando è necessario ridurre al minimo le vibrazioni, il rumore e/o la produzione di polvere.

Nota: La perforazione attraverso armature esistenti o altri oggetti incorporati non dovrebbe in genere essere intrapresa prima di aver consultato l'ingegnere responsabile o chi di competenza per prendere una decisione.



a) Carotaggio diamantato (Hilti DD 30-W)



b) Carotaggio diamantato (Hilti DD 250 CA)

Figura 9.5. Utensili diamantati per carotaggio

Nota: Verificare l'idoneità e la forza di adesione delle malte adesive qualificate per l'uso con fori di carotaggio.

La Figura 9.6 mostra l'influenza delle varie tecniche di foratura sul comportamento carico-spostamento della barra d'armatura post-installata con un ancorante chimico. Per questo specifico ancorante chimico testato, è evidente dalla figura che non è approvato per l'utilizzo in fori carotati poiché la forza di aderenza è notevolmente inferiore rispetto alla perforazione a martello o ad aria compressa.

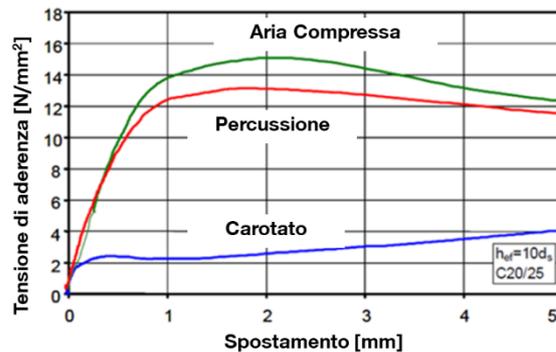


Figura 9.6. Influenza del metodo di perforazione sul comportamento di carico-spostamento di una barra d'armatura post-installata 10Φ in calcestruzzo a bassa resistenza e foro pulito [5]



Figura 9.7. Esempio di guida per la perforazione

Utilizzo di una guida alla perforazione: Durante la perforazione, deve essere mantenuta una distanza sufficiente dal bordo del calcestruzzo in modo da evitare spaccature e/o scheggiature del copriferro. Esistono poi ausili per l'allineamento che possono essere impiegati con le perforatrici portatili per migliorare la precisione di foratura (vedere Figura 9.7). Le norme dettagliate relative al copriferro minimo in caso di utilizzo di guide di perforazione sono menzionate nella Sezione 5.2.1.

9.1.4 Irruvidimento dei fori

Questa operazione serve ad ovviare all'inadeguatezza di alcune resine con le superfici lisce dei fori praticati con la tecnica del carotaggio diamantato. Hilti ha sviluppato un utensile di irruvidimento che è nominato TE-Y RT "Flex fork" (vedi Fig. 9.8). Questo attrezzo aiuta ad irruvidire le superfici lisce di tali fori, consentendo un maggiore incastro meccanico tra malta e calcestruzzo (vedi Fig. 9.8b). Ciò si traduce nel raggiungimento della tensione di aderenza prevista.



a) Utensile di irruvidimento Bit "Flex Fork" TE-Y RT



b) Differenza tra foro irruvidito (sinistra) e liscio (destra) nel calcestruzzo

Fig. 9.8. Importanza dell'irruvidimento dei fori nel calcestruzzo

9.1.5 Pulizia dei fori

Il legame tra adesivo (resina) e calcestruzzo è direttamente influenzato dalle condizioni della parete del foro al momento dell'iniezione della resina chimica. Il calcestruzzo in cui deve essere installata la barra d'armatura post-installata può essere asciutto, saturo, anche parzialmente o completamente sommerso di acqua al momento dell'installazione.

Nota: L'installazione in fori pieni d'acqua richiede un ancorante chimico (resina) qualificato per questa condizione.

L'installazione deve essere eseguita secondo le istruzioni per l'uso. L'esecuzione di un foro con carotaggio diamantato a umido si tradurrà in un ambiente umido nel foro praticato. La pulizia dei fori diamantati comporta generalmente una sequenza di lavaggio fino all'uscita acqua limpida dal foro e di pulizia del foro con ad aria compressa eseguita con utensili e accessori adeguati (Figura 9.9 & Figura 9.10). Dopodiché una spazzola metallica viene utilizzata per irruvidire meccanicamente la parete del foro. Tutte le procedure di pulizia terminano con l'uso di aria compressa e devono essere quindi seguite le istruzioni per l'uso e l'ETA per un'installazione sicura e corretta.



Figura 9.9. Pistola ad aria compressa ed accessori per la pulizia dei fori a con aria compressa

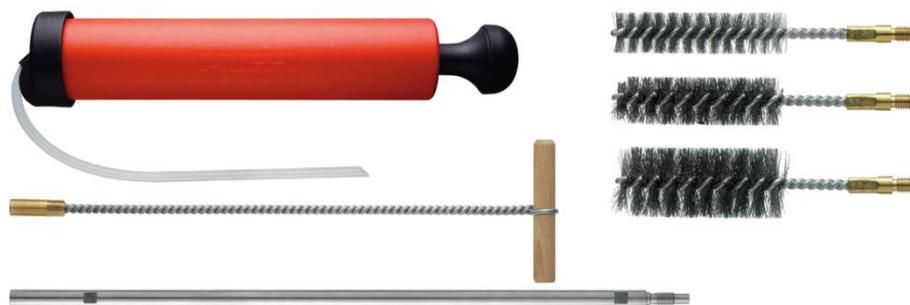
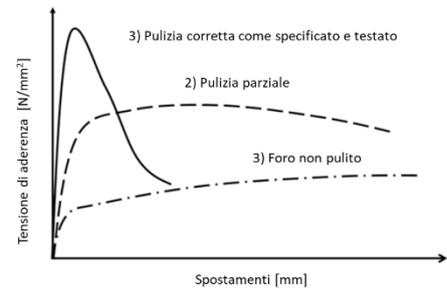


Figura 9.10. Spazzola metallica e accessori per la pulizia dei fori

Nota: L'importanza dei metodi di pulizia dei fori, come specificato nelle istruzioni per l'uso Hilti, per garantire le prestazioni delle barre d'armatura post-installate è evidenziata in Figura 9.11. Per ovviare alla necessità di rispettare le procedure di pulizia dei fori in più fasi, si consiglia l'uso della tecnologia Hilti SafeSet™ (vedere la Sez. 9.1.7).



a) Soffiaggio dell'aria per asportare polvere dai fori



b) Influenza dei metodi di pulizia sul legame sforzo-spostamento

Figura 9.11. Rimozione della polvere dai fori e l'importanza della pulizia dei fori

9.1.6 Iniezione dell'ancorante chimico e posa delle armature

Per avere una corretta posa di una resina è necessario ottenere una un'installazione senza vuoti. I vuoti d'aria all'interno dell'ancorante chimico riducono l'area in cui si può sviluppare l'aderenza e di conseguenza la capacità di carico di un'armatura post-installata. La presenza di vuoti d'aria può essere associata all'aumento dello sforzo durante l'inserimento dell'armatura nel foro e/o all'espulsione incontrollata della resina dal foro quando l'aria viene espulsa fuori. Hilti consiglia l'uso di pistoncini per iniezione con tolleranza corrispondente al foro e prolunghe flessibili studiate appositamente per iniettare con il minor contenuto possibile di vuoti d'aria, (vedi Figura 9.12). Questi pistoncini forniscono un *feedback* all'operatore per il controllo del processo di iniezione. Infatti, attraverso la pressione della resina sul pistoncino, questo si sposta all'interno del foro man mano che lo stesso viene riempito dalla resina. Oltretutto, questi pistoncini hanno dimostrato di migliorare notevolmente la qualità e l'efficienza dell'iniezione eliminando i vuoti d'aria.

Nota: durante l'iniezione degli ancoranti Hilti è necessario indossare sempre un'adeguata protezione per la pelle e per occhi rispettando le istruzioni per l'uso.



a) Pistoncini

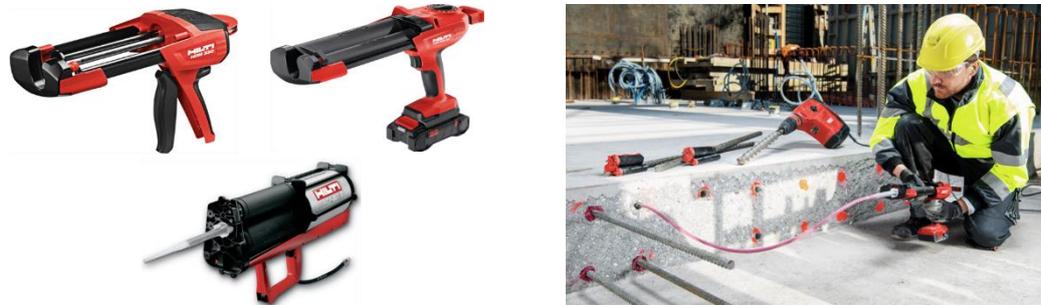


b) Tubo flessibile di prolunga per l'iniezione della resina chimica

Figura 9.12. Corretta iniezione dell'ancorante chimico utilizzando pistoncini e prolunghe

Nota: I dosatori pneumatici sono preferibili nei casi di grandi diametri e lunghezze di inserimento delle armature.

L'attrezzatura di erogazione utilizzata per l'iniezione viene generalmente selezionata in funzione delle dimensioni dell'armatura, dell'orientamento, delle condizioni di temperatura ambiente e dell'accessibilità. Hilti offre erogatori (*dispenser*) manuali, alimentati a batteria e pneumatici (vedi Figura 9.13). Le raccomandazioni relative alla scelta del dispenser per applicazioni specifiche sono fornite nelle istruzioni per l'uso e negli ETA dei sistemi di armature post-installate Hilti.



a) Erogatori manuali, a batteria e pneumatici

b) Erogatore automatico HILTI HDE 500-A22 con prolunga flessibile

Figura 9.13. Erogazione dell'ancorante chimico

Nota: Esistono semplici controlli che possono essere utilizzati per valutare la qualità dell'iniezione della resina. Movimenti di ritorno "ad elastico" della barra durante l'inserimento prodotti da vuoti d'aria incapsulati o il rumore dovuto allo spostamento di bolle d'aria verso la superficie del calcestruzzo indicano la presenza di vuoti significativi. In questi casi si consiglia di ripetere l'installazione. Inoltre, è necessario assicurarsi che la malta raggiunga la superficie del calcestruzzo dopo l'inserimento della barra d'armatura. Pertanto, l'importanza dell'uso di un pistoncino per l'iniezione della resina è chiaramente evidente come riportato nella Figura 9.14.

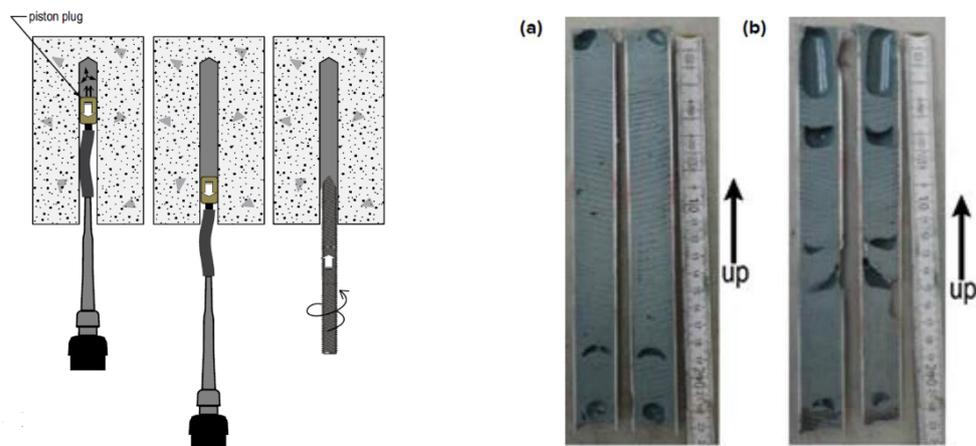


Figura 9.14. A sinistra schematizzazione sull'efficacia dell'utilizzo del pistoncino durante l'iniezione della resina. A destra due immagini che mostrano (a) l'iniezione riuscita della resina ($\leq 10\%$ di vuoti) utilizzando il pistoncino e (b) l'iniezione fallita della resina ($> 10\%$ di vuoti) [49]

Le armature di diametro piccolo possono essere inserite verticalmente verso il basso con uno sforzo (relativamente) ridotto. Tuttavia, le armature di diametro maggiore con orientamento orizzontale o inclinato verso l'alto possono richiedere uno sforzo notevole per essere sollevate e inserite nel foro riempito di resina (vedere Figura 9.15). In tutti i casi, dopo aver praticato il diametro del foro (come da ETA), si consiglia di testare l'accoppiamento dell'armatura nel foro prima di iniettare la resina. Per le installazioni sopra testa, in particolare di armature di diametro maggiore, è necessario prevedere il fissaggio della barra durante l'indurimento dell'adesivo. Inoltre, possono essere applicati requisiti di certificazione per gli installatori che eseguono l'installazione di armature per sopportare carichi sostenuti, nonché requisiti di ispezione speciali.

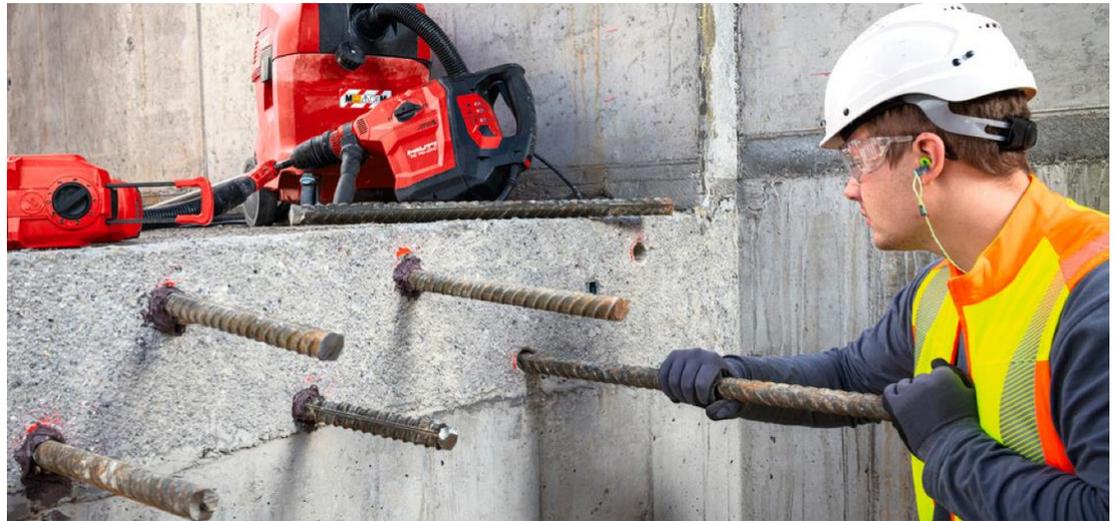


Figura 9.15. Installazione orizzontale di armature post-installate di grande diametro

9.1.7 Sistema Hilti SafeSet™

Il sistema Hilti SafeSet™ affronta le fasi chiave del flusso di lavoro di installazione delle armature post-installate in modo efficiente e sicuro. Questo sistema include prodotti qualificati e strumenti per ottenere facilmente sia fori puliti sia una iniezione di malta con una produzione di scarto ridotta al minimo per un'installazione più facile e sicura.



Nota: Hilti SafeSet™ supporta la corretta esecuzione delle armature post-installate, anche nelle situazioni cantieristiche più complesse.

1. **Processo di foratura senza polvere:** le punte cave (HDB) utilizzate in combinazione con gli aspiratori Hilti (VC 40-U o VC 20-U, vedi Figura 9.16) utilizzano una tecnologia di perforazione all'avanguardia per ottenere fori puliti. Il sistema Hilti SafeSet™ funziona ugualmente bene nel calcestruzzo asciutto e bagnato ed elimina la fase più critica e dispendiosa in termini di tempo nel processo di installazione, ovvero la pulizia del foro prima dell'iniezione della resina. Durante l'intera operazione di perforazione la polvere e i detriti prodotti vengono continuamente asportati dagli aspiratori, seguendo le istruzioni per l'uso per la qualità dell'installazione, per la sicurezza e per la salute che per l'ambiente.

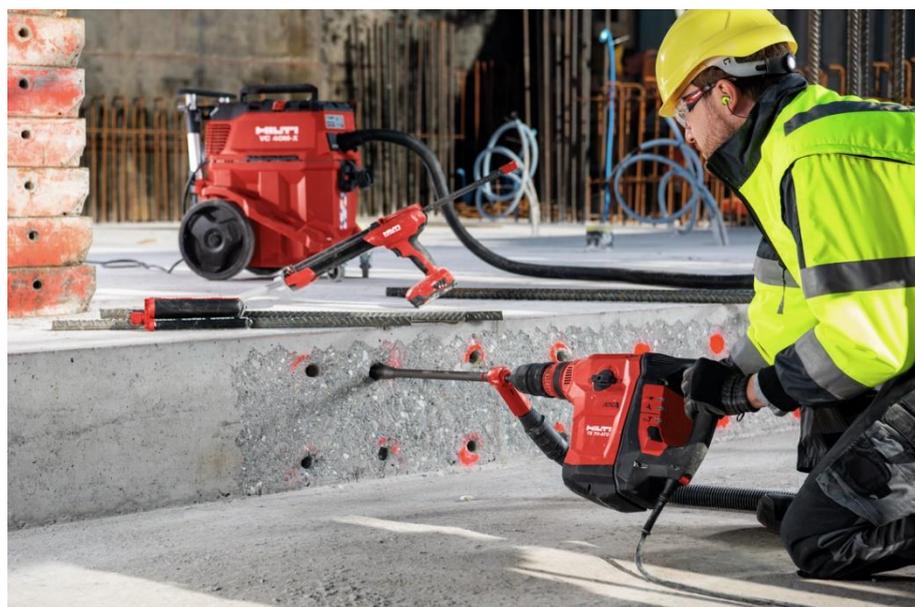


Figura 9.16. Sistema Hilti SafeSet™ – foratura senza polvere con punte cave (HDB)

2. L'**iniezione smart della resina** nei fori praticati è ottenuta utilizzando l'erogatore a batteria Hilti HDE 500-A22 abbinato a una applicazione per il telefono cellulare che è di appoggio per il calcolo del volume di ancorante chimico richiesto (dosaggio). Il volume calcolato può essere preimpostato nell'erogatore prima dell'iniezione nei fori praticati (vedere Fig. 9.17). L'utente sarà guidato ed erogherà l'esatta quantità di malta eliminando così il rischio il sotto-riempimento che compromette la qualità, o il riempimento eccessivo che causa sprechi di materiale.



a) Dispenser automatico HDE 500-A22 con prolunga



b) Applicazione Hilti per il calcolo del volume di resina

Figura 9.17. L'iniezione smart della resina

Nota: Con il sistema Hilti **SafeSet™** si ha un'installazione:

Più veloce – combina le punte cave con un aspiratore Hilti ad alta potenza per eliminare la necessità di pulire manualmente i fori, soluzioni smart predosate per ridurre sprechi e ottimizzare i tempi della lavorazione.

Più semplice – nostri sistemi consentono l'installazione più intuitiva e semplice delle armature post-installate, riducendo il rischio di errori

Più Sicura - Il sistema SafeSet™ approvato aiuta a garantire la corretta installazione delle armature post-installate, anche in situazioni complesse, per soddisfare le specifiche di progettazione.

9.2 Procedura di installazione dei connettori a taglio post-installati

L'installazione di connettori a taglio post-installati segue la stessa procedura menzionata nella Sezione 9.1, dove le armature post-installate vengono utilizzate come spinotti. Tuttavia, in questo caso, al posto delle barre di armatura, sono disponibili connettori a taglio qualificati (ad esempio, HUS4-H o HCC-B) che vengono installati secondo le istruzioni per l'uso del produttore. Quindi il nuovo strato di calcestruzzo viene gettato secondo le specifiche fornite dal progettista responsabile.

L'esecuzione di ringrossi di calcestruzzo ottenuti con sovrapposizione di nuovo calcestruzzo su esistente comporta i seguenti processi complessivi (vedi Figura 9.18):

- 1) Demolizione o esposizione dell'elemento in calcestruzzo esistente o dello strato di elemento in calcestruzzo danneggiato;
- 2) Corretto irruvidimento della superficie in calcestruzzo esposta;
- 3) Installazione dei connettori a taglio post-installati;
- 4) Posizionamento e posa dei strati di armatura necessari nel nuovo strato di calcestruzzo;
- 5) Getto finale del nuovo rivestimento in calcestruzzo dello spessore richiesto;



Figura 9.18. Sequenza di costruzione di un ringrosso di calcestruzzo su un implacato da ponte (sequenza di immagini in senso orario)

9.2.1 Requisiti costruttivi per connettori a taglio secondo EOTA TR 066

Oltre ai requisiti di dettaglio dell'armatura e di costruzione, per la progettazione di un ringrosso sezionele di un elemento in calcestruzzo con connettori post-installati, devono essere soddisfatti i seguenti requisiti (come indicato nel Cap. 7):

- La scabrezza superficiale deve essere raggiunta secondo le disposizioni riportate nelle Tabella. 7.5 e 7.6. Inoltre, la struttura degli aggregati del calcestruzzo deve essere visibile. La scabrezza può essere misurata con metodi adeguati come, ad esempio, quanto disposto nella norma EN 13036-1 [50] oppure misurazioni ottiche.
- La misurazione della rugosità o scabrezza superficiale e la prova di forza di adesione devono essere eseguite almeno una volta ogni 100 m² di superficie e devono essere eseguite almeno 5 valutazioni oppure è necessario seguire i requisiti eventualmente disposti dall'autorità di ispezione.
- La superficie deve essere priva di olio, polvere e sporcizia. I fori devono essere puliti utilizzando aria compressa e i connettori a taglio devono essere puliti secondo le istruzioni per l'uso.
- La superficie del calcestruzzo esistente deve essere saturata di acqua e successivamente deve essere mantenuta umida evitando la presenza di acqua stagnante durante il getto del nuovo strato di calcestruzzo.

La porzione di calcestruzzo nuovo del ringrosso deve soddisfare i seguenti requisiti costruttivi:

- La resistenza alla compressione del nuovo calcestruzzo deve essere superiore a quella del calcestruzzo esistente;
- Il nuovo calcestruzzo dovrebbe essere del tipo a basso ritiro;
- Il nuovo calcestruzzo deve essere costipato con un vibratore. Se lo spessore del nuovo strato di ringrosso è superiore a 100 mm, si consigliano appropriati vibratori con aghi interni;
- I controlli post-getto e il trattamento del nuovo strato di calcestruzzo devono essere effettuati secondo le specifiche applicabili e i requisiti dettati dalla regolamentazione.

Esistono poi requisiti aggiuntivi che devono essere applicati. Questi sono elencati nell'EOTA TR 066 [4] oppure possono essere dettati da normative locali applicabili (ad es. RVS 15.02.34 [51]).

9.3 Ispezione, collaudo e controllo qualità

L'ispezione, il collaudo e il controllo qualità sono passaggi di fondamentale importanza nella costruzione e nell'installazione di sistemi post-installati perché aiutano a garantire che il lavoro soddisfi i requisiti e le specifiche. Questi possono includere la verifica dei materiali e dei prodotti attraverso test di laboratorio rispetto ai criteri di prestazione oppure l'esecuzione di test in loco come, ad esempio, i test di trazione di armature/connettori a taglio post-installati (vedere Figura 9.19).

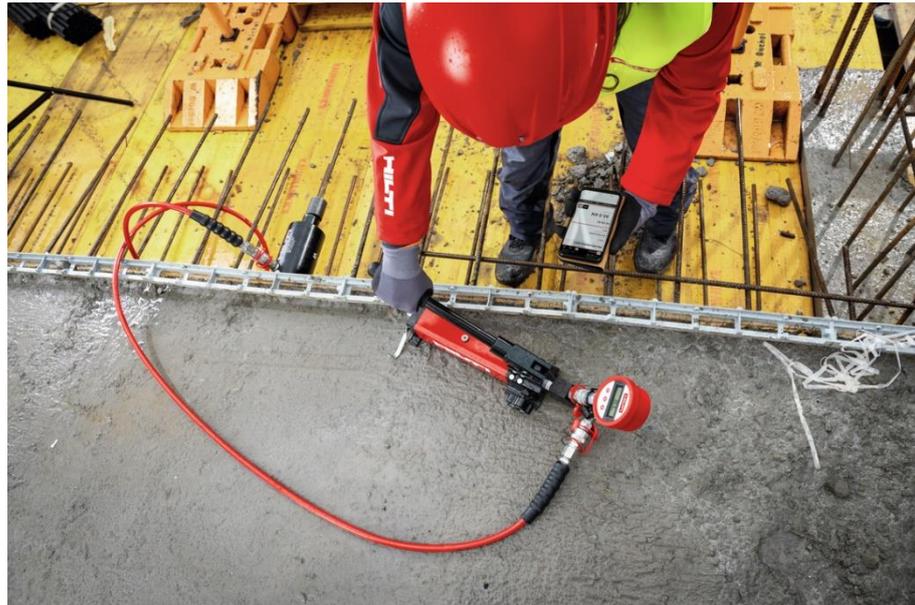


Figura 9.19. Servizi di prove di trazione in loco offerti da Hilti

Le prove di trazione in loco possono essere utilizzate per i seguenti due scopi:

- **Validazione della qualità d'installazione (Proof-load):** questa verifica è rilevante per valutare il comportamento carico-spostamento delle armature post-installate ovvero per validare la corretta installazione. È importante notare che la corretta installazione si ottiene solitamente solo quando le istruzioni per l'uso sono seguite da installatori addestrati e qualificati. Le prove di trazione utilizzate per la verifica del carico sono solo un mezzo per controllare e convalidare la qualità dell'installazione.
- **Determinazione della resistenza di progetto:** i test in loco possono essere di supporto per il progettista/ingegnere che può utilizzare queste informazioni per valutare il valore di progetto del sistema di armature post-installato. Questa operazione è eseguita attraverso il giudizio

Nota: le prove di trazione non devono essere impiegate per valutare resistenze di aderenza superiori ai valori inclusi nell'ETA per le condizioni coperte dalla stessa ETA (ad esempio, un'armatura post-installata in calcestruzzo normale all'interno delle classi C12/15 e C50/60). La valutazione delle forze di aderenza per condizioni che esulano dall'ambito di applicazione di una ETA dovrebbe tenere conto di fattori di influenza che non è possibile testare durante la prova in sito (ad esempio, temperatura elevata o carico sostenuto).

Contatta Hilti per ricevere assistenza con valutazioni ingegneristiche (Engineering Judgment) per casi non standard di resistenze di progetto in condizioni di materiale di base sconosciute.

ingegneristico (*Engineering Judgment*) ed è adoperato quando non è disponibile un metodo/soluzione di progettazione standard. Ciò può essere particolarmente utile per i progetti che prevedono applicazioni di retrofitting/rinforzo.

Il controllo della qualità comporta la gestione attiva del processo di costruzione e l'attuazione di azioni correttive quando necessario. Di seguito è riportato un elenco (*Checklist*) di controllo qualità delle attività consigliate che possono essere utilizzate per l'installazione di armature e connettori a taglio post-installati.

Nota: Gli elementi menzionati nella seguente lista di controllo non sono esaustivi e non sono specifici del progetto; pertanto, è responsabilità del team di progetto apportare le modifiche necessarie alla lista prima di utilizzarla.

Work items to be checked for post-installed systems		Value(s)	Check		
			Yes	No	N.A.
A1.	Drawing, specification & method statement checks		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
A2.	Pre-installation checks				
A2.1	Existing Member level		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
A2.2	Post-installed bar location / level		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
A2.3	Scanning of base material for existing rebar/other objects		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
A2.4	Concrete surface preparation checked as per IFU		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
A2.5	Drilling technique checked as per IFU		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
A2.6	Hilti SafeSet™ system employed		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
A2.7	Drilling depth and diameter		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
A2.8	Bore-hole roughening and cleaning as per IFU		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
A3.	Adhesive mortar check				
A3.1	Approved adhesive mortar used		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
A3.2	Adhesive mortar batch sheet & test reports		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
A3.3	Temperature and surface condition before injection		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
A3.4	Tools and accessories for mortar dispense as per IFU		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
A3.5	Hilti SafeSet™ system used for smart injection		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
A3.6	Required volume of mortar (Hilti volume calculator app)		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
A4.	Post-installed rebar/shear connector checks				
A4.1	Rebar/shear connector diameter and size as per specification		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
A4.2	Rebar/shear connector inserted as per IFU		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
A4.3	Embedment depth and perpendicularity of rebars check		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
A4.4	Provision for rebar holding (overhead/inclined) check		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
A4.5	Mortar curing time check		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
A4.6	On-site pullout test conducted		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
A5.	New concrete rebar checks as per project specifications		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Note: Formwork, concreting, health, safety, environment, and all other checks as per the project scope					

9.4 Ulteriori aspetti costruttivi e di installazione

9.4.1 Sensori per il monitoraggio del calcestruzzo

La resistenza del calcestruzzo e il monitoraggio della temperatura sono aspetti importanti nelle costruzioni. Aiutano a garantire che il calcestruzzo sia adeguatamente indurito e abbia una resistenza sufficiente per l'uso previsto. Il metodo convenzionale per determinare la resistenza a intervalli specifici consiste nell'utilizzare cubi o cilindri di prova in calcestruzzo. Il monitoraggio della temperatura può essere effettuato utilizzando sonde di temperatura, che vengono posizionate all'interno del calcestruzzo durante il processo di getto. Le sonde monitorano la temperatura del calcestruzzo durante la stagionatura. I sensori per **calcestruzzo (HCS) wireless di Hilti** possono aiutare le principali parti interessate nella costruzione a prendere decisioni critiche tempestive che comportano i seguenti vantaggi:



Figura 9.20. Sensore per calcestruzzo Hilti (wireless) che trasmette dati in tempo reale sulla temperatura, la resistenza e l'umidità relativa del calcestruzzo all'applicazione mobile dei sensori per calcestruzzo

Nota: i dati riportati tramite i sensori di calcestruzzo Hilti richiedono la discrezionalità delle parti interessate al progetto per prendere decisioni.

- 1) **Valutazione della resistenza del calcestruzzo** è basato sul concetto di "maturità" del calcestruzzo che è una tecnica non distruttiva e affidabile utilizzata per una stima più accurata degli effetti del tempo e della temperatura sullo sviluppo della resistenza del calcestruzzo. I dati vengono trasferiti in modalità wireless tramite tecnologia Bluetooth a un'applicazione mobile, dal sensore che è incorporato all'interno dell'elemento strutturale prima che il calcestruzzo venga gettato (vedi Figura 9.20). I sensori per calcestruzzo Hilti eseguono il "test dell'età equivalente" a quattro diverse temperature per aumentare la precisione durante la calibrazione dei sensori per ogni mix design unico di calcestruzzo. I dati in tempo reale provenienti dai sensori wireless aiutano il team di progetto a decidere la rimozione della cassaforma in anticipo, caricare anticipatamente gli elementi strutturali, caricare le armature post-installate, ecc.
- 2) **Il monitoraggio della temperatura in situ del calcestruzzo in tempo reale** può essere effettuato dai sensori per calcestruzzo Hilti. Il monitoraggio della temperatura interna di indurimento del calcestruzzo e delle differenze di temperatura tra più punti all'interno del calcestruzzo può aiutare a garantire la conformità alle norme di riferimento, alle specifiche e ai piani di controllo termico. I piani di controllo termico sono necessari per gestire un corretto indurimento in modo tale che la temperatura massima interna e i differenziali di temperatura dal centro alla superficie non vengano superati oltre i limiti specificati. Questo controllo è fondamentale per le operazioni di getti massivi di calcestruzzo per raffreddare l'interno del calcestruzzo mentre si riscalda l'esterno del calcestruzzo (ad esempio, costruzione di platee e strati spessi di ringrossi strutturali).

Nota: i dati di temperatura in tempo reale del sensore di calcestruzzo Hilti possono far parte di report/avvisi concreti per prendere decisioni di progetto.

NOTA: Contatta un partner Hilti per ulteriori informazioni sui servizi offerti tramite il sistema di sensori per calcestruzzo Hilti (se disponibile nella tua regione di mercato) che include i sensori, l'applicazione mobile, il gateway per la trasmissione wireless dei dati, il database Hilti e i servizi di laboratorio Hilti

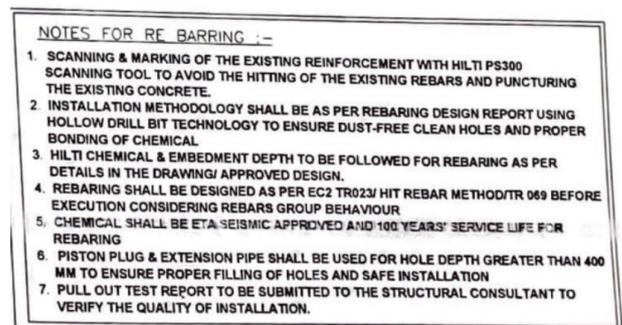
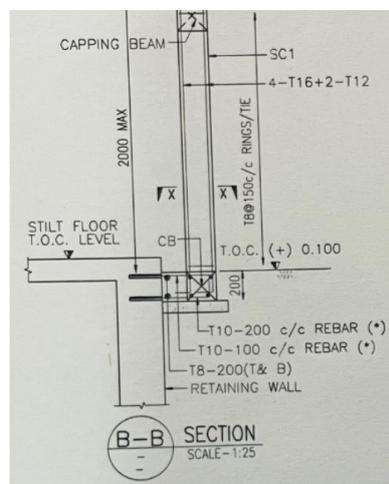


Figura 9.21. Soluzione Hilti per sistemi di sensori per calcestruzzo

9.5 Specifiche costruttive

Gli ingegneri possono prescrivere una specifica (progettata con prodotti qualificati e chiare istruzioni per l'installazione) in modo tale da avere un'applicazione affidabile così come prevista a livello progettuale (vedere l'esempio in Figura 9.22). Una specifica dovrebbe contenere quanto segue:

- Dettagli dell'armatura post-installata insieme alla profondità di installazione e al prodotto qualificato idoneo per l'utilizzo
- Requisiti prestazionali chiari del prodotto in funzione del tipo di applicazione (durata di progetto, tipo di carico, ecc.) e il metodo di progettazione applicabile (ad esempio, EC2, TR069)
- Descrizione dei lavori di preparazione (ad es. scansione del materiale di base, metodo di perforazione, ecc.)
- Descrizione dei requisiti di installazione (utensili, accessori come pistoncino, prolunga, sistema Hilti SafeSet™, ecc.)
- Requisiti aggiuntivi (ad es. test in loco, se necessario)



* NOTES:-
 TOP 1: Ø 10 MM / 170 MM EMBEDMENT DEPTH // 100 MM SPACING WITH HILTI HIT-HY 200-R V3 INSTALLATION PER ETA 19/0600, HAMMER DRILLING, USING AN INJECTION PISTON PLUG
 BOTTOM 1: Ø 10 MM / 109 MM EMBEDMENT DEPTH // 200 MM SPACING WITH HILTI HIT-HY 200-R V3 INSTALLATION PER ETA 19/0600, HAMMER DRILLING, USING AN INJECTION PISTON PLUG

Figura 9.22. Una esempio specifica per una soluzione completa e affidabile

9.6 Supporto tecnico Hilti

La valutazione ingegneristica è essenziale per garantire una progettazione affidabile ed efficiente, soprattutto quando i metodi standard per le soluzioni non sono sempre disponibili. Richiede una profonda comprensione dei principi ingegneristici, un'ampia conoscenza delle soluzioni e delle tecniche rilevanti e la capacità di applicare adeguate capacità di risoluzione dei problemi in situazioni complesse. Hilti offre ai progettisti le seguenti opzioni per affrontare tali situazioni che richiedono una solida valutazione ingegneristica:

ASK Hilti

ASK Hilti è la Engineering Community di HILTI. Offre consulenza e formazione su argomenti tecnici come connessioni strutturali, supporto impianti, green building e compartimentazioni antincendio. Gli utenti registrati possono postare domande, referenze progettuali o di cantiere e partecipare a discussioni tecniche. Ask Hilti è gratuito e aperto a tutti.



Hilti Backoffice – Engineering Competence Center

Hilti offre assistenza nella progettazione di soluzioni per problemi e situazioni complesse e atipiche. Quando hai bisogno di assistenza, in ogni fase di sviluppo del tuo progetto, i tecnici Hilti sono sempre al tuo fianco. Il servizio tecnico fornisce un supporto altamente specializzato a studi, uffici tecnici e installatori contattando il nostro Ufficio tecnico ai seguenti recapiti: E-mail: tecnic@hilti.com Telefono: 800827013



Contenuto tecnico Hilti

Hilti dispone di una raccolta di pubblicazioni tecniche come whitepaper, manuali, linee guida, materiali di formazione, ecc. su argomenti rilevanti di interesse per la comunità ingegneristica. Questi asset promuovono la diffusione delle conoscenze, delle tecnologie e delle pratiche più recenti sul tema.

10. PROGETTI DI RIFERIMENTO

10.1 Nathani Heights, Mumbai (Bombay), India

Nathani Heights è un iconico grattacielo residenziale alto 262 metri situato in una delle posizioni più trafficate del centro di Mumbai. La costruzione è stata completata nel 2020.

Definizione del problema e obiettivo

L'esigenza di aggiungere ulteriori piani al grattacielo esistente si è verificata dopo l'autorizzazione ad aumentare l'indice di superficie (denominato FSI) da parte dell'autorità governativa locale per un ulteriore sviluppo in altezza. Inoltre, il cliente ha deciso di modificare la funzionalità di alcuni piani nei livelli inferiori per soddisfare l'aumento dei carichi dovuti all'utilizzo del parcheggio/movimento dei veicoli. Pertanto, gli obiettivi erano:

- Ottimizzare la progettazione dell'armatura post-installata per migliorare il comportamento dei pilastri esistenti andando ad agire sulla loro sezione trasversale (incamiciatura pilastri)
- Ringrosso delle solette esistenti (applicazione Overlay)
- Un'installazione facile e veloce per rispettare i vincoli temporali (vedi Figura 10.1).

Metodi di progettazione
utilizzati:
EOTA TR 069
EC2-1-1
Metodo Hilti



a) Rendering del progetto



b) Incamiciatura pilastri



c) Rinforzo della soletta

Figura 10.1. Nathani Heights Grattacielo residenziale

Approccio seguito (progettazione e soluzione)

- Sono stati condotti incontri regolari e dinamici con il team di ingegneria e progettazione del grattacielo per comprendere e sottolineare i metodi di progettazione conformi per raggiungere l'efficienza, nonché i prodotti qualificati Hilti che si meglio si adattavano al progetto, ai requisiti e alla documentazione necessaria.
- Sono state individuate lacune negli approcci e nei calcoli di progettazione e, insieme al team di progettazione, sono state utilizzate pratiche e metodologie recenti per trovare soluzioni conformi alle normative applicabili.
- Raggiungimento di profondità di infissione efficienti ed ottimizzate da parte del team di progettazione. Questo è stato ottenuto grazie alla considerazione del corretto fattore di carico sostenuto ψ_{sus} calcolato secondo EOTA TR 069 [2] e l'ETA del prodotto (HIT-RE 500 di Hilti ha un valore più elevato del fattore ψ_{sus} , tra gli altri prodotti presi in considerazione).

Metodi di progettazione utilizzati

Ancoraggio per nodi a cerniera (semplice supporto) - è stato utilizzato il metodo Hilti per sfruttare la maggiore tensione di aderenza.

Rinforzo Pilastro - Il metodo di progettazione EOTA TR 069 [2] è stato utilizzato per l'ancoraggio delle armature longitudinali

Rinforzo solai/pilastrini (ringrosso sezionale, Overlay) - è stato utilizzato il metodo di progettazione EC2-1-1 per calcestruzzi gettati in tempi diversi.

Nota: è stato usato il software HILTI PROFIS Engineering per ottimizzare le soluzioni

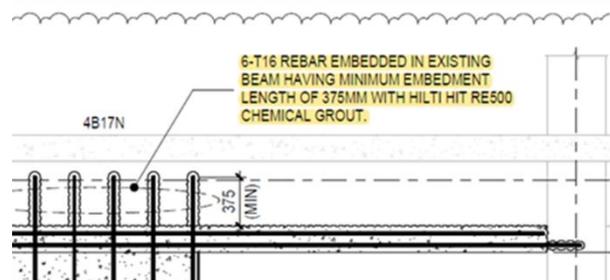


Figura 10.2. Dettagli progettuali (Nathani heights)

Soluzione e vantaggi

Software: Il progettista ha utilizzato PROFIS Engineering per migliorare la produttività nella progettazione.

Prodotti: La resina Hilti HIT-RE 500 è stata utilizzata per la post-installazione delle armature. La riduzione dei costi è stata possibile grazie all'ottimizzazione della profondità di posa (fare riferimento ai dettagli del disegno in Figura 10.2).

Servizi: Hilti è stata in frequente contatto con il team di progettazione sia per assistenza e sia per migliorare l'efficienza di progettazione che ha visto l'utilizzo del TR069 [2], del metodo Hilti e delle disposizioni dell'EC2-1-1 [1]. Sono stati inoltre condotti test di pull-out in loco per aiutare il cliente a convalidare l'installazione eseguita con lo scopo di verificare i carichi di progetto.

Formazione: Hilti ha organizzato sessioni di formazione per l'installazione nei cantieri.

10.2 Rinforzo sismico di una scuola, Bologna, Italia

Consolidamento sismico della scuola media "Marco Polo" di Crevalcore, Bologna (vedi Figura 10.3.). La progettazione strutturale è stata curata da "sgLab ingegneria e architettura". Esecuzione anno 213-2014.

Nota: L'intervento (rinforzo) ha aumentato la resistenza sismica dell'edificio dal 10% al 110% come da normative e standard applicabili



Figura 10.3. Scuola secondaria di primo grado "Marco Polo" di Crevalcore (Bologna, Italia) dopo l'intervento di rinforzo sismico

Definizione del problema e obiettivo

L'edificio è stato gravemente danneggiato durante il terremoto dell'Emilia del 2012. La struttura flessibile, parzialmente prefabbricata, è rimasta in gran parte intatta dopo l'evento sismico. Tuttavia, i componenti non strutturali sono stati gravemente danneggiati e pertanto si è deciso di rafforzare ed irrigidire la struttura esistente. I principali interventi sismici sono stati mirati per irrigidire i solai (tramite ringrosso della sezione) e aggiungere pareti a taglio (vedi Figura 10.4). L'intervento ha aumentato la resistenza sismica dell'edificio partendo da un 10% arrivando al 110% (se confrontato ai requisiti di un nuovo edificio scolastico secondo le più recenti requisiti normativi).

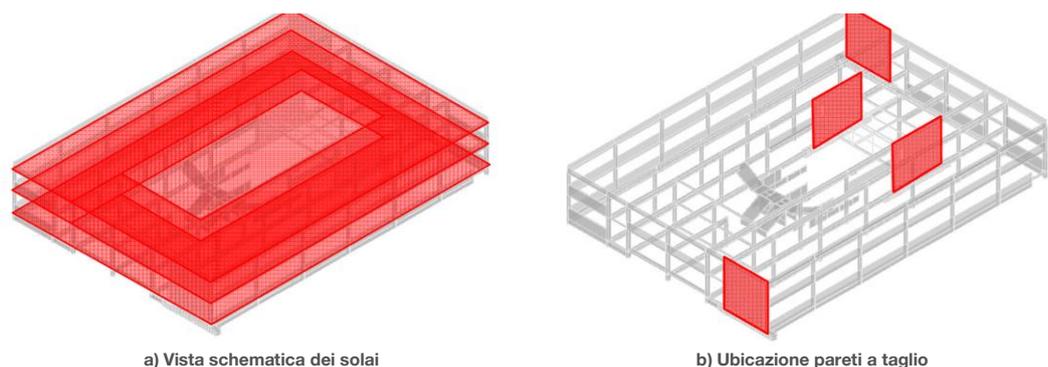


Figura 10.4. Vista schematica di solai irrigiditi e pareti a taglio

Approccio seguito (progettazione e soluzione)

Armature post-installate con HIT-RE 500 sono state utilizzate per il ringrosso dei solai (irrigidimento), per il collegamento con le pareti circostanti (Figura 10.5) e per il collegamento delle pareti a taglio con i telai in cemento armato esistenti (Figura 10.6).

I metodi di progettazione utilizzati

Per l'esecuzione delle progettazioni sono stati utilizzati le NTC2018, L'eurocodice EN 1992-1-1, e l'eurocodice EN 1998-1.



a) Ringrosso delle solette esistenti



b) Collegamento dei solai alle pareti perimetrali

Figura 10.5. Dettagli dell'intervento del ringrosso sezionale



a) Pareti a taglio negli angoli



b) Pareti a taglio interne

Figura 10.6. Dettagli delle di nuove pareti a taglio

Nota: La tecnologia Hilti SafeSet è stata utilizzata per un'installazione sicura veloce e affidabile.

Soluzione e vantaggi

Software: PROFIS Engineering è stato utilizzato per la progettazione dei collegamenti strutturali.

Prodotti: utilizzo di resina Hilti HIT-RE 500 e strumenti di posa come Hilti SafeSet System, punte da trapano, ecc.

10.3 The Exchange 106, Kuala Lumpur, Malesia

L'Exchange 106 è un grattacielo *super-tall* di lusso con funzioni ad uso misto, alto 454 m ed è situato nel quartiere degli affari TRX di Kuala Lumpur, in Malesia. La costruzione del grattacielo è stata completata nel 2019.

Definizione del problema e obiettivo

Le pareti del nucleo dell'ascensore sono solitamente costruite utilizzando tecnologie di cassetta che riducono le complicazioni e accelerano il lavoro verso il completamento. L'obiettivo per il team di costruzione era quello di avere collegamenti strutturali di tutte le solette alle pareti centrali dell'ascensore più facili e veloci utilizzando armature post-installate (vedi Figura 10.7). Per rendere la costruzione più efficiente e veloce si è reso necessario evitare l'utilizzo di barre gettate che sporgevano dalle pareti del nucleo.

Metodo di progettazione utilizzato: Metodo Hilti.



a) Vista esterna



b) Installazione di armature post-installate per il collegamento tra lastra e parete



c) Prove di trazione delle armature post-installate

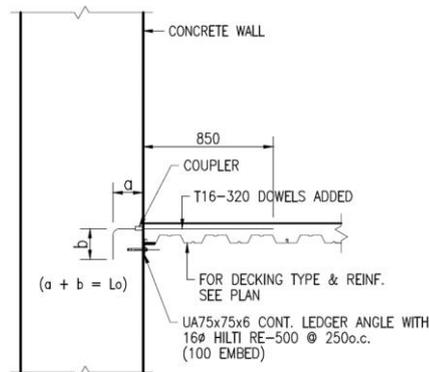
Figura 10.7. Exchange 106 (grattacielo ad uso misto)

Approccio seguito (progettazione e soluzione)

- Poiché più di 100 solai dovevano essere collegati strutturalmente alle pareti del nucleo utilizzando armature post-installate, l'ottimizzazione della profondità di ancoraggio è stata fondamentale per il team di progettazione e costruzione per risparmiare sui costi.
- La profondità di ancoraggio delle armature post-installate è stata ottimizzata utilizzando il metodo Hilti per sfruttare la maggiore forza di aderenza rispetto al valore limitato da EC2-1-1 [1].
- Il software PROFIS Engineering di Hilti è stato utilizzato per ottimizzare la progettazione e la documentazione dei calcoli.
- Sono state effettuate verifiche delle sezioni trasversali degli elementi esistenti, anche per quanto riguarda l'esposizione al fuoco. La resina selezionata (Hilti HIT-RE 500) necessitava di un rapporto di prova antincendio di terze parti secondo le specifiche regolamentazioni e questo è stato fornito da Hilti per avere la piena conformità.

Metodi di progettazione utilizzati

Il metodo Hilti è stato utilizzato per progettare la profondità di posa ottimizzata per i collegamenti tra solai e pareti (vedere Figura 10.8)



NOTE:
 DETAILS SHOWS PARALLEL TO CONCRETE WALL CONDITION.
 DECK PERPENDICULAR TO WALL CONDITION IS SIMILAR.

Figura 10.8. Dettaglio del disegno con specifiche (Exchange 106)

Soluzione e vantaggi

Software: PROFIS Engineering è stato scelto dal progettista per la produttività di progettazione.

Prodotti: è stata utilizzata la resina HIT-RE 500, utensili di foratura e punte Hilti.

Servizi: il cliente ha richiesto dei test in sito aggiuntivi per convalidare la qualità dell'installazione dell'armatura post-installata.

Vantaggi: risparmio sui costi di profondità di posa, installazione facile e veloce.

Formazione: Hilti ha anche organizzato sessioni di formazione per l'installazione nei cantieri.

10.4 Schott Solar Jena AXL 33

Applicazione di rinforzo di solai (ringrosso sezionale con sovrapposizione di nuovo strato di calcestruzzo) presso l'edificio industriale di "Schott Solar", situato a Jena in Germania. Questa applicazione è stata progettata da "HI Bauprojekt GmbH" di Jena e l'installazione è stata completata nel 2007.

Definizione del problema e obiettivo

L'azienda Schott Solar di Jena ha pianificato l'installazione di nuovi impianti di produzione che comportavano un aumento dei carichi dovuto al traffico di carrelli elevatori sulle solette del pavimento dell'edificio industriale di 3 piani degli anni '40. La capacità portante delle solette esistenti in calcestruzzo armato nervato da 16 cm di spessore non era sufficiente. Pertanto, è stato pianificato, progettato ed eseguito il consolidamento dei solai (cfr. Figura 10.9).

Nota: Risparmio sui costi di ~ €700.000 per il cliente.



a) L'edificio industriale di 3 piani



b) Superficie irruvidita del solaio



c) Rinforzo del solaio con connettori a taglio HCC-K

Figura 10.9. Edificio industriale Schott Solar, Jena, Germania

Approccio seguito (progettazione e soluzione)

- In collaborazione con il project manager e l'ingegnere strutturale, il team Hilti ha lavorato sull'esigenza di una soluzione efficiente e veloce, poiché lo smantellamento dei solai avrebbe comportato costi e tempi molto elevati.
- L'area di 3500 m² della soletta è stata rinforzata con i connettori a taglio HCC-K di Hilti.
- Le punte Hilti sono state utilizzate per l'esecuzione più rapida dei fori e la loro preparazione per i connettori a taglio.
- La resina HIT-RE 500 è stata utilizzata per fissare in modo sicuro i connettori a taglio sulle solette esistenti.
- Questa si è rivelata la soluzione più economica in quanto i solai sono stati mantenuti e rinforzati evitando il loro smantellamento e la loro totale ricostruzione.

Metodi di progettazione utilizzati

Il metodo Hilti è stato utilizzato per rinforzare i solai dell'edificio andando ad applicare un ringrosso in calcestruzzo sugli stessi.

Soluzione e vantaggi totali

Supporto: il team Hilti ha supportato la progettazione e l'ingegnerizzazione dell'intervento

Produttività: la produzione in fabbrica è stata resa possibile molto prima grazie al tipo di soluzione eseguita. Sono stati realizzati risparmi sui costi di circa 700.000 euro per il cliente.

Prodotti: Connettori a taglio Hilti HCC-K 10x200 mm e resina Hilti HIT-RE 500. Le punte Hilti TE-C3X sono state utilizzate per praticare fori nella soletta di calcestruzzo in modo più rapido ed efficiente.

10.5 Ponte Humboldt, Potsdam, Germania

Sono stati eseguiti lavori di ristrutturazione sia della sovrastruttura sia della sottostruttura, nonché la conversione del ponte Humboldt e dell'edificio associato. La pianificazione e la progettazione sono state eseguite da specialisti dell'ingegneria, Martin Krone, Berlino. I lavori sono stati completati nel 2007.

Definizione del problema e obiettivo

Il ponte Humboldt situato a Potsdam, in Germania, è stato utilizzato sia dai veicoli stradali sia dai tram. La procedura di ammodernamento del ponte ha visto la ristrutturazione delle spalle e del ponte stesso richiedendo quindi lo spostamento della linea tranviaria. In particolare, l'intervento ha interessato il rafforzamento delle travi scatolari del ponte mediante ringrosso sezionele degli elementi di calcestruzzo mentre la struttura della spalla è stata rinforzata mediante armature post-installate (cfr. Figura 10.10).



a) Il ponte da ristrutturare



b) Rinforzo della trave scatolare del ponte con connettori HCC-K



c) Struttura della spalla con armature post-installate

Figura 10.10. Ristrutturazione del ponte Humboldt a Potsdam, Germania

Approccio seguito (progettazione e soluzione)

- L'ammodernamento del ponte si è reso necessario a causa dell'aggiornamento dei requisiti normativi.
- L'ufficio tecnico, insieme a Hilti e all'appaltatore, ha sviluppato, la procedura per la progettazione e l'esecuzione del rinforzo della struttura del ponte.
- Il team di progetto ha adoperato sistemi coerenti e coordinati con le autorità di vigilanza per la loro approvazione.
- Il ponte è stato rinforzato nella zona delle travi scatolari con un ringrosso in calcestruzzo reso collaborante utilizzando connettori a taglio Hilti HCC-K (vedi Figura 10.10a)
- Le strutture delle spalle sono state irrobustite con collegamenti di rinforzo utilizzando il sistema di armature post-installato Hilti (vedi Figura 10.10b).

Metodi di progettazione utilizzati

Rinforzo della trave scatolare del ponte - il metodo Hilti è stato utilizzato per progettare e creare il ringrosso in calcestruzzo.

Struttura delle spalle - sono state utilizzate armature post-installate per rinforzare la loro struttura rispettando la normativa nazionale riguardante le costruzioni in cemento armato.

Soluzione e vantaggi

Supporto: il team Hilti ha supportato la progettazione e l'ingegnerizzazione dell'intervento

Prodotti: sono stati adottati i connettori a taglio Hilti HCC-K 10x120 mm e HCC-K 10x180 mm mentre, come resina, è stata utilizzata Hilti HIT-RE 500.

Formazione: Hilti ha garantito una garanzia di qualità attraverso la formazione del personale addetto all'installazione.

AUTORI



Kumaraguru Selvakumarasami ha conseguito la laurea magistrale in Ingegneria Civile presso l'*Indian Institute of Technology di Madras* (India) con una tesi sul retrofitting di elementi strutturali utilizzando compositi avanzati. Ha lavorato come ingegnere progettista strutturale per tre anni occupandosi di strutture edili in acciaio e calcestruzzo, dopodiché ha lavorato come responsabile della qualità delle costruzioni per due anni in vari cantieri in India. Attualmente ricopre il ruolo di *Technical Manager for Engineering Content* presso Hilti. Il suo campo di interesse include il retrofitting di strutture, l'ingegneria parametrica e la progettazione di edifici alti.



Giovacchino Genesio si è laureato in ingegneria strutturale presso l'Università degli Studi di Firenze e ha conseguito il dottorato di ricerca presso l'Università di Stoccarda (Germania) sulla valutazione sismica e l'adeguamento di strutture in cemento armato. Ha lavorato come consulente per cinque anni occupandosi di qualificazione, progettazione, formazione e controllo qualità dei sistemi di fissaggio. Attualmente ricopre il ruolo di Group Manager per i contenuti ingegneristici di Hilti. Il suo campo di interesse comprende le connessioni post-installate calcestruzzo-calcestruzzo, l'adeguamento sismico e la tecnologia di fissaggio. È autore o co-autore di diverse pubblicazioni scientifiche su questi argomenti.

RICONOSCIMENTO

Gli autori riconoscono il contributo delle seguenti persone in Hilti nella creazione di questo manuale per le connessioni calcestruzzo-calcestruzzo.

Contenuto

Philipp Grosser, Laura Giulietti, Amol Singh, Priyanka Kothari, Daphne Rocha, Daniel Ruiz, Marsal Jordi, Riccardo Figoli, Robbi Gian-Fadri, Mareike Engel, Simon, Ruemmele, Coleman O'Toole, Debora Nikolaeva-Vasileva, Sergio-Miguel Saraiva-Rodrigues, Ezequiel Abachian, Hugo Batista, Lars Taenzer, Marien Adema, Jessica Dierker, Sumit Aryan, Vivek Krishnan, Abu Shibily, Mariia Gavrilina, Jens Pofahl, Deepesh Seth

Progetti di riferimento e immagini

Divyansh Sharma, Raymond Chong, Thomas Luetzow, Gautam Dhyani, Eleonora Salerno

Versione Italiana a cura di:

Nicola Viale, Fjordi Memaj

REFERENZE

- [1] EN 1992-1-1:2004-12: Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, Brussels: CEN, 2004.
- [2] EOTA TR 069: Design method for anchorage of post-installed reinforcing bars (rebars) with improved bond-splitting behaviour as compared to EN 1992-1-1, Brussels: EOTA, 2021.
- [3] EN 1992-4:2018: Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 4: Design of fastenings for use in concrete, Brussels: CEN, 2018.
- [4] EOTA TR 066: Design and requirements for construction works of post-installed shear connection for two concrete layers, Brussels: EOTA, 2022.
- [5] H. Spieth, Tragverhalten und Bemessung von eingemörtelten Bewehrungsstäben (Behaviour and design of post-installed reinforcing bars), in German, Stuttgart: IWB, Universität Stuttgart, 2002.
- [6] I. Simons, Verbundverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben unter zyklischer Beanspruchung (Bond behavior of post-installed reinforcing bars subjected to cyclic loading), in German, Stuttgart: IWB, University of Stuttgart, 2007.
- [7] EOTA EAD 330087-01-0601: Systems for post-installed rebar connections with mortar, Brussels: EOTA, December 2020.
- [8] EN 1992-1-2: 2004: Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design, Brussels: CEN, 2004.
- [9] EN 1998-1:2004: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Brussels: CEN, 2004.
- [10] EOTA EAD 332402-00-0601: Post-Installed Reinforcing Bar (Rebar) Connections with Improved Bond-Splitting Behaviour Under Static Loading, Brussels: EOTA, October 2019 (pending for citation in OJEU).
- [11] EOTA EAD 332402-00-0601-v01: Post-installed reinforcing bar (Rebar) connections with improved bond-splitting behaviour under static loading: 100 years working life, Brussels: EOTA, August 2020 (pending for citation in OJEU).
- [12] EOTA EAD 332402-00-0601-v02: Post-installed reinforcing bar (Rebar) connections with improved bon-splitting behaviour under static loading and seismic action, Brussels: EOTA, November 2021 (Pending for citation in OJEU).
- [13] EOTA TR 023: Assessment of post-installed rebar connections, Brussels: EOTA, 2006.
- [14] N. Pinoteau, J. Heck, P. Rivillon, R. Avenel, P. Pimienta, T. Guillet e S. Remond, «Prediction of failure of a cantilever-wall connection using post-installed rebars under,» *Engineering Structures*, vol. 56, p. 607–1619, 2013.
- [15] G. Genesio, R. Piccinin e J. Silva, «Qualification of a system for post-installed reinforcing bars under the rules established by EOTA and ICC-ES,» in *3rd International Symposium on Connections between Steel and Concrete, September 27-29, 2017*, Stuttgart, Germany, 2017.

- [16] G. Genesio, R. Piccinin e S. Nerbano, «Seismic Assessment of Post-Installed Reinforcing Bars with Mortar Based on the European Organization of Technical Assessment,» in *Workshop on the New Boundaries of Structural Concrete, September 19-20, 2019*, Milan, Italy, 2019.
- [17] EN 1504-6:2006 - Products and systems for the protection and repair of concrete structures –, Brussels: CEN, 2006.
- [18] EN 1766 Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Test methods - Reference concretes for testing, Brussels: CEN, 2017.
- [19] V. Mahadik., A. Sharma e J. Hofmann, «Cast-in and post-installed rebar anchorage systems in RC column foundation joints,» *Engineering structures*, vol. 238, 2021.
- [20] J. Rex, A. Sharma e J. Hofmann, «A new test specimen to investigate the bond behavior of post-installed reinforcing bars,» *Structural Concrete*, vol. 20, n. 2, pp. 583-596, 2019.
- [21] Post installed rebar end anchorages in reinforced concrete structural connections (PhD Thesis), Stuttgart: Institute of Construction Materials, University of Stuttgart, 2022.
- [22] V. Mahadik, A. Sharma e J. Hofmann, «Cast-in and post-installed rebar anchorage systems in RC column foundation joints: System specific assessment and design,» *Engineering Structures*, vol. 276, pp. 1-25, 2023.
- [23] EOTA EAD 332347-00-0601: Connector for strengthening of existing concrete structures by concrete overlay, Brussels: EOTA, December 2018.
- [24] EOTA EAD 332347-00-0601-v01: Variant: Connector for strengthening of existing concrete structures by concrete overlay: behavior under seismic action, Brussels: EOTA, Pending for citation in OJEU.
- [25] EOTA EAD 330499-01-0601: Bonded fasteners for use in concrete, Brussels: EOTA, December 2018.
- [26] EAD 330232-01-0601: Mechanical fasteners for use in concrete, Brussels: EOTA, December 2019.
- [27] EN 206:2013+A1:2016: Concrete - Specification, performance, production and conformity, Brussels: CEN, 2013.
- [28] EN 10080:2005: Steel for the reinforcement of concrete - Weldable reinforcing steel - General, Brussels: CEN, 2005.
- [29] ETA-11/0390: Post installed rebar connections diameter 8 to 25mm made with Hilti HIT-CT 1 injection mortar, Champs-sur-Marne: CSTB, 16.10.2019.
- [30] ETA-19/0600: Injection system Hilti HY 200-R V3 for rebar connections, Berlin: DIBt, 01.06.2022.
- [31] ETA-20/0540: Post installed rebar connections diameter 8 to 40 mm made with Hilti HIT-RE 500 V4 injection mortar for a service life of 100 years, Champs-sur-Marne: CSTB, 27.11.2020.
- [32] ETA-21/0624: Post installed rebar connections diameter 8 to 40 mm made with Hilti HIT-FP 700 R injection mortar for a working life of 100 years, under static and seismic loading, Champs-sur-Marne: CSTB, 16.12.2022.

- [33] H. Kupfer, F. Münger, J. Kunz e A. Jähling, «Nachträglich verankerte gerade Bewehrungsstäbe bei Rahmenknoten (Post-Installed Straight Rebars for Frame Nodes), in German,» *Bauingenieur*, vol. 78, pp. 24-38, 2003.
- [34] B. S. Hamad., R. Al Hammoud e J. Kunz, «Evaluation of Bond Strength of Bonded-In or Post-Installed Reinforcement,» *ACI Structural Journal*, n. March-April, pp. 207-2018, 2006.
- [35] fib Model Code 2010, Lausanne, 2013.
- [36] fib Bulletin 72: Bond and anchorage of embedded reinforcement: Background to the fib Model Code for concrete structures 2010, Lausanne, 2014.
- [37] ETA-20/0539: Post-installed reinforcing bar (Rebar) connections with improved bond-splitting behaviour under static loading and seismic action for a working life of 100 years, Champs-sur-Marne: CSTB, 05.07.2022.
- [38] DIN EN 1992-1-1/NA: National Annex – Nationally determined parameters – Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 11: General rules and rules for buildings, Berlin: DIN, 2013.
- [39] N. Randl, «Design recommendations for interface shear transfer in fib Model Code 2010,» *Structural Concrete*, vol. 3, n. 14, pp. 230-241, 2013.
- [40] J. Heinrich, T. Zenk e R. Maurer, «Bewehrte Beton-Beton-Verbundfugen bei nachträglicher Verstärkung: statische Tragfähigkeit (Reinforced concrete-to-concrete interfaces in case of post-installed strengthening: static resistance,in German),» *Bauingenieur*, vol. 94, n. 11, pp. 425-435, 2019.
- [41] Bewehren von Stahlbetontragwerken nach DIN EN 1992-1-1:2011-01 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01, Arbeitsblätter, Arbeitsblatt 11: Unterstützungen für die obere Bewehrung (in German), Duesseldorf: INSTITUT FÜR STAHLBETONBEWEHRUNG e.V., 2002.
- [42] EN 1992-2: Eurocode 2 - Design of concrete structures - Concrete bridges - Design and detailing rules, Brussels: CEN, 2005.
- [43] J. Heinrich, T. Zenk e R. Maurer, «bewehrte Beton-Beton-Verbundfugen bei nachträglicher Verstärkung: Ermüdungsbeanspruchung (Reinforced concrete-to-concrete interfaces in case of post-installed strengthening: fatigue action,in German),» *Bauingenieur*, vol. 95, n. 4, pp. 115-125, 2020.
- [44] V. Palieraki, E. Vintzileou e J. F. Silva, «Behavior of RC interfaces subjected to shear: State-of-the art review,» *Construction an Building Materials*, 2021.
- [45] V. Palieraki, E. Vintzileou e J. F. Silva, «Interface Shear Strength under Monotonic and Cyclic Loading,» *ACI Structural journal*, vol. 119, n. 3, pp. 17-28, 2022.
- [46] ETA-18/1022: Connector Hilti HCC-B with injection mortar Hilti HIT-RE 500 V3 and Hilti HIT-RE 500 V4, Berlin: DIBt, 05.05.2023.
- [47] ETA-21/0969: Connector for Strengthening of existing concrete Hilti HUS4-H, Berlin: DIBt, 16.05.2022.
- [48] ETA-20/0541: Injection system Hilti HIT-RE 500 V4, Bonded fastener with threaded rods, rebar, internally threaded sleeve HIS-(R)N and Hilti Tension anchor HZA(-R) for use in concrete for a working life of 50 and 100 years, CHAMPS-SUR-MARNE: CSTB, 09.06.2023.

- [49] J. Silva, «Overhead Installation of Injection-Type Adhesive Anchors - An evaluation of two available methods and recommendations for ACI's installer,» *Concrete International*, pp. 40-49, July 2016.
- [50] EN 13036-2:2010: Road and airfield surface characteristic - Test methods: part 1: Measurement of pavement surface macrotexture depth using volumetric patch technique, Brussels: CEN, 2010.
- [51] RVS 15.02.34: Bemessung und Ausführung von Aufbeton auf Fahrbahnplatten (Dimensioning and calculation aid design and detailing of concrete overlays), in German, Vienna: Österreichische Forschungsgesellschaft Strasse - Schiene - Verkehr (Austrian research association Roads - Railways - Traffic -, 2011.
- [52] W. Fuchs e J. Hofmann, «Post-installed reinforcing bars – Requirements for their reliable use,» *Developments in the Built Environment*, vol. 5, 2021.
- [53] J. Hofmann, V. Mahadik e A. Sharma, «Assessment framework in background of TR069,» in *5th Int. Conference Bond in Concrete, July 25-27, Stuttgart, Germany, 2022*.
- [54] EN 12350-5:2009: Testing fresh concrete - Part 5: Flow table test, Brussels: CEN, 2009.
- [55] fib Model Code 2010, Lausanne, 2013.
- [56] EN 1991-1-1: 2002: Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities self-weight, imposed loads for buildings, Brussels: CEN, 2002.
- [57] ISO 834-1: Fire-resistance tests - Elements of building construction, Part 1: general requirements, Geneva: Switzerland, 1999.



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

www.facebook.com/Hiltigroup www.Hilti.group