

STRUTTURE IN ACCIAIO: FATICA OLIGOCICLICA

STEEL STRUCTURES: LOW-CYCLE FATIGUE

Alberto Castellani^{1*}, Claudio Chesi², Carlo Castiglioni², Benedetto Cordova³

Si illustrano i fenomeni di fatica oligociclica ai quali sono soggette le strutture in acciaio progettate come duttili in zone a media ed elevata sismicità.

Low-cycle fatigue concerns steel structures designed as ductile in medium and high seismic areas.

1. SOMMARIO

Si discute sull'Eurocodice 3, *Strutture in acciaio*, capitolo 1.9 *Fatica*, che definisce la storia di carico ed il procedimento di calcolo del numero N di cicli sopportabili. Definisce inoltre la resistenza di un singolo elemento strutturale tramite la *detail category* $\Delta\sigma_c$, che rappresenta la resistenza quando il numero è $N = 2 \cdot 10^6$. Lo EC3 identifica la *detail category* $\Delta\sigma_c$ per un centinaio di tipi di elementi strutturali.

Il capitolo in teoria consente di portare a termine le verifiche di resistenza, per qualunque storia di carico e qualunque numero N . Quando tuttavia l'interesse è focalizzato sulla fatica oligo-ciclica, la estrapolazione dei dati di resistenza riferiti ad $N = 2 \cdot 10^6$, a valori di N attorno a qualche decina di cicli, presenta qualche difficoltà. Ne discutono le note 14, 15, ...20.

Se il punto debole della struttura è costituito dalla unione tra elementi strutturali, la procedura del capitolo presenta un ulteriore limite: la identificazione della unione tra i tipi elencati dallo EC3.

Una applicazione rigorosa può richiedere un'analisi di dettaglio, con modelli ad elementi finiti, e/o prove sperimentali. L'articolo presenta una serie di tali applicazioni. Se ne traggono alcune conclusioni sulla esecuzione delle unioni. Anche se presentate nell'ambito della *low cycle fatigue*, si tratta per lo più di cautele che prescindono dalla natura del carico applicato, se stazionario o ciclico.

Per quanto riguarda la ciclicità del carico, tratta l'argomento anche il capitolo Eurocodice 3: Part 1-8: *Design of joints*. È riassunto nella specifica:

$$\gamma_{M3} = 1,25 \text{ for connections under fatigue loading.}$$

Inoltre è richiesto di applicare quanto specificato nel documento Part 1-9, *Fatigue*.

Una impostazione del tutto simile è nelle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, o nella edizione precedente del 2008.

La pubblicazione di ECCS (European convention for constructional steelwork), *Fatigue design of steel and composite structures*, [8], nella sostanza non introduce ulteriori argomenti rispetto a quelli trattati nel documento Part 1-9, *Fatigue* dell'Eurocodice 3. Sopperisce tuttavia all'ermeticità del documento EC3, che è anche dovuta all'utilizzo di simboli oltremodo complessi, richiamati nei paragrafi 2 e 3 del presente scritto. Il documento ECCS riporta esempi, spiegazioni, ed ulteriori osservazioni, in particolare circa l'ambiente nel quale la struttura opera.

2. EUROCODICE 3: STEEL STRUCTURES

È articolato in sei parti.

Part 1: General rules and rules for buildings

¹ Politecnico di Milano, in pensione.

² Politecnico di Milano, Professore.

³ CTA - Collegio dei Tecnici dell'Acciaio.

* Corresponding author. Email: castellani@finzi-ceas.it

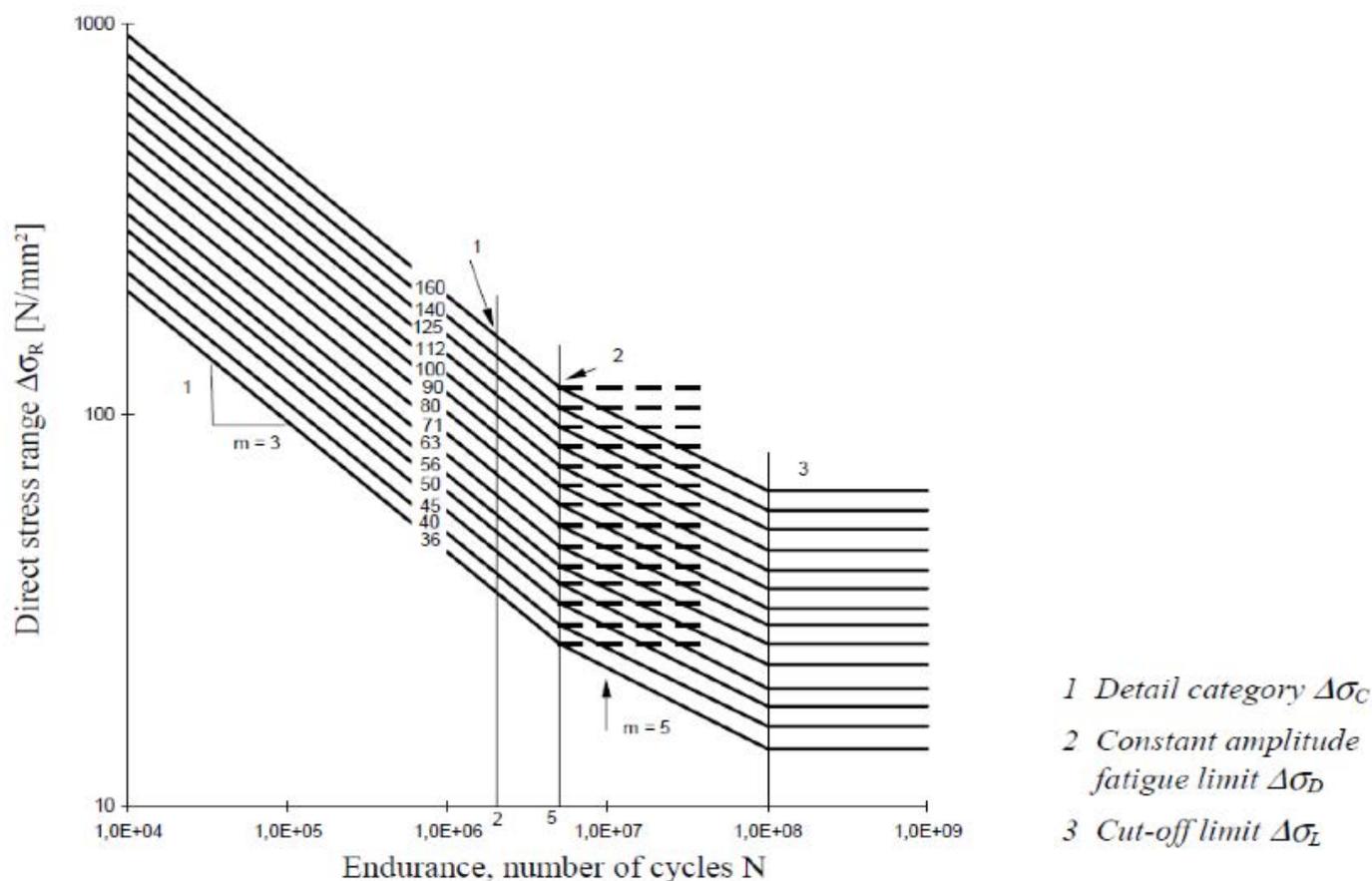


Fig. 1 - Curve di resistenza a fatica per intervalli di variazione delle tensioni normali (curve S/N)

- Part 2: Steel bridges.
- Part 3: Existing buildings.
- Part 4-1: Silos.
- Part 4-2: Tanks.
- Part 4-3: Pipelines.
- Part 5: Piling.
- Part 6: Crane supporting structures.
- A sua volta la Parte 1, oltre a *1.1 General rules and rules for buildings*, è articolata nei seguenti capitoli:
- Part 1-2: Structural fire design.
- Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting.
- Part 1-4: General rules - Supplementary rules for stainless steels.
- Part 1-5: Plated structural elements.
- Part 1-6: Strength and Stability of Shell Structures.
- Part 1-7: Strength and stability of planar plated structures subject to out of plane loading.
- Part 1-8: Design of joints
- Part 1.9: Fatigue, edizione maggio 2005.
- Part 1-10: Material toughness and through-thickness properties
- Part 1-11: Design of structures with tension components.

3. PROCEDURA PER LA VERIFICA A FATICA: INTRODUZIONE

Il documento Part 1-9, *Fatigue* consente il calcolo del numero

di cicli di sollecitazione sopportabili, N, nella generalità dei casi. La verifica è rappresentata dalla consueta disuguaglianza:

$$\text{azione agente} < \text{resistenza} \quad (1)$$

Si applica la verifica a fatica, ad esempio a:

Carichi su ponti ferroviari o stradali.

Carriponte.

Pressioni del vento.

...

Tra tutte le azioni, una categoria a sé stante sono quelle sismiche, per le quali è dedicato un intero Eurocodice, lo EC8. Nel documento, sollecitazioni e resistenze sono specificate con riferimento alla tipica storia temporale durante il moto del terreno. Per queste non è richiesta la applicazione della Part 1-9, *Fatigue*.

3.1 Sollecitazione agente

I termini del calcolo sono i seguenti.

L'Eurocodice 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - definisce lo *stress range* $\Delta\sigma (\gamma_{ff} Qk)$ che caratterizza il carico da applicare, in funzione del tipo di carico Qk e del coefficiente γ_{ff} che definisce la dispersione dei valori di Qk .

Il *design value of the nominal stress range* da applicare, $\gamma_{ff} \Delta\sigma_{E.2}$, è il prodotto dello *stress range*, $\Delta\sigma (\gamma_{ff} Qk)$, per un certo

numero di damage equivalent factors $\lambda_1, \lambda_2, ..$

$$\gamma_{ff} \Delta\sigma_{E.2} = \lambda_1 \times \lambda_2 \times .. \Delta\sigma (\gamma_{ff} Qk) \quad (2)$$

A titolo di esempio, per strade e ponti ferroviari, la procedura menziona 4 termini:

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 \text{ con } \lambda < \lambda_{\max}$$

λ_1 fattore che tiene conto della lunghezza della strada;

λ_2 fattore che tiene conto del volume di traffico;

λ_3 fattore che tiene conto della vita utile. Quando è 100 anni è $\lambda_3=1$.

Nel caso generale è $\lambda_3 = (T_{id}/100)^{1/m}$ ove m è la pendenza del diagramma S/N.

λ_4 fattore che tiene conto dell'influenza di più carichi sullo stesso elemento.

L'indice E.2 nel termine $\Delta\sigma_{E.2}$, richiama che il *nominal stress range* è valutato in corrispondenza al numero N di riferimento, pari a $2 \cdot 10^6$ cicli.

Infine tale grandezza, *design value* del *nominal stress range*, è moltiplicata per un fattore k_f , *stress concentration factor to take account of the local stress magnification in relation to detail geometry*.

$$k_f \times \gamma_{ff} \Delta\sigma_{E.2} \quad (3)$$

Il fattore k_f è critico, come vedremo. (L'Eurocodice si limita a indicare: *k_f values may be taken from handbooks or from appropriate finite element calculations*).

3.2 Resistenza disponibile

La procedura di verifica è presentata dapprima assumendo come oggetto della verifica un singolo elemento strutturale, e succes-

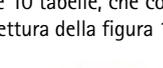
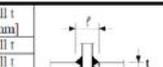
Detail category	Constructional detail	Description
160		Rolled and extruded products. 1) Plates and flats, 2) Rolled sections, 3) Seamless hollow sections, either rectangular or circular.
140		Sheared or gas cut plates. 4) Machine gas cut or sheared material with subsequent dressing.
125		5) Material with machine gas cut edges having shallow and regular drag lines or manual gas cut material, subsequently dressed to remove all edge discontinuities. Machine gas cut with cut quality according to EN 1090.
100 $m=5$		6) and 7) Rolled and extruded products: as in details 1), 2), 3)
For detail 1 - 5 made of weathering steel use the next lower category.		
112		8) Double covered symmetrical joint with preloaded high strength bolts.
90		8) Double covered symmetrical joint with preloaded injection bolts.
		9) Double covered joint with fitted bolts.
		9) Double covered joint with non preloaded injection bolts. 10) One sided connection with preloaded high strength bolts.
80		10) One sided connection with preloaded injection bolts.
		11) Structural element with holes subject to bending and axial forces.
80		12) One sided connection with fitted bolts.
		12) One sided connection with non-preloaded injection bolts.

Fig. 2- Nella prima colonna è la resistenza del *detail category*, compresa tra 160 e 36 MPa. Seguono altre 10 tabelle, che consentono di individuare il diagramma applicabile ai fini della lettura della figura 1.

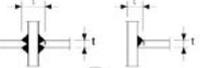
Detail category	Constructional detail	Description
80		Cruciform and Tee joints.
71		1) Toe failure in full penetration butt welds and all partial penetration joints.
63		
56		
56		
50		
45		
40		

Fig. 3 - Giunzioni.

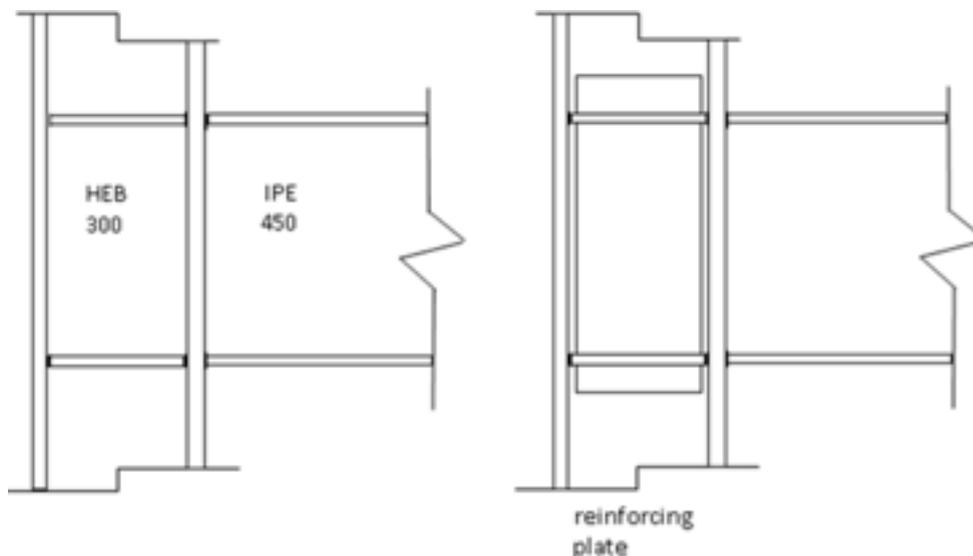


Fig. 4 - Campioni di unione travi-colonna appartenenti ad un telaio in acciaio di un edificio civile, $f_y = 355$, $f_u = 470$ MPa. Sono l'oggetto delle analisi numeriche. Nel seguito la unione di sinistra è detta *AI*, e quella di destra *AIB*.

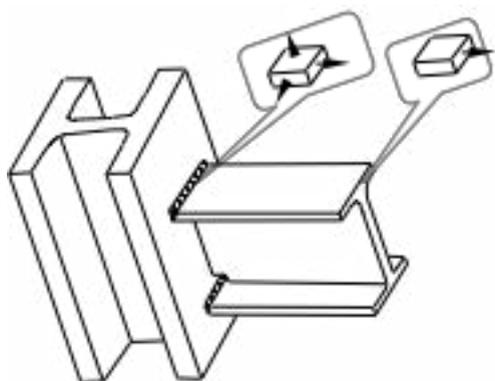


Fig. 5 - Indice di triassialità

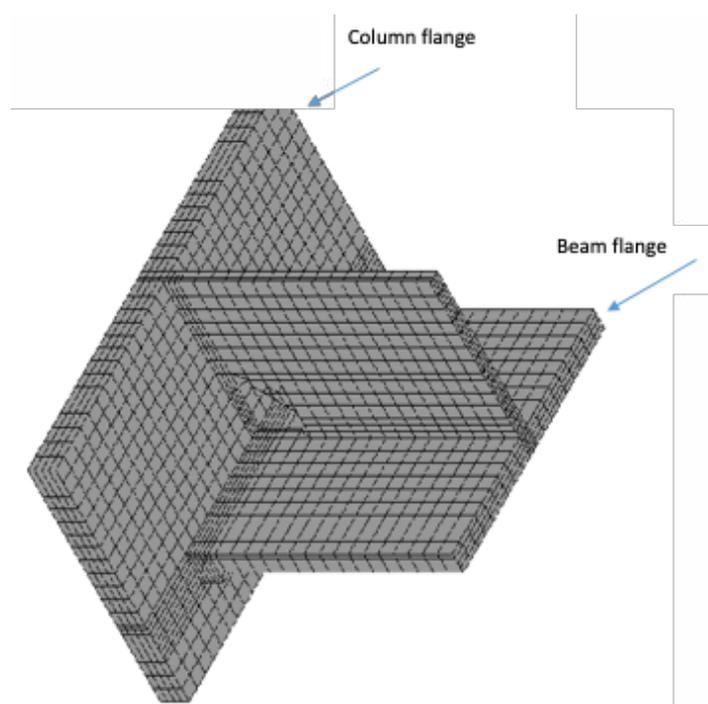


Fig. 6 - Modello ad elementi finiti

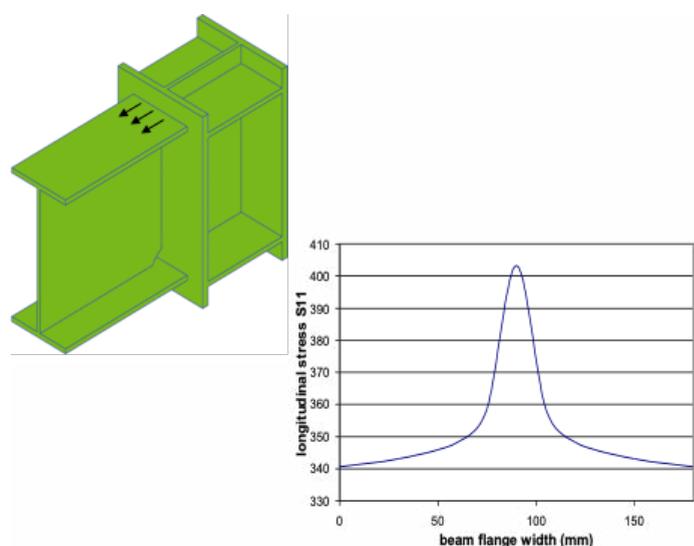


Fig. 7 - Sollecitazione S11, prevalente sulle tre componenti. $\Delta\sigma$ tale da produrre S11 pari a f_y .

sivamente una unione tra elementi strutturali.

La figura 1 fornisce la resistenza di riferimento a fatica, $\Delta\sigma_R-N$ diagram, in funzione di N . La *detail category* indica la curva di riferimento, $\Delta\sigma_R-N$, da utilizzare tra i 14 diagrammi di figura 1. La *detail category* $\Delta\sigma_c$ è scelta tra un centinaio di elementi di un elenco di *detail categories*, riportato dall'Eurocodice stesso (figura 2). $\Delta\sigma_c$ fa riferimento a $N = 2 \cdot 10^6$ cicli, come nelle equazioni che definiscono i carichi nelle equazioni (2) e (3).

Con riferimento all'Eurocodice 3: Design of steel structures - Part 1-8: *Design of joints* è specificato:

- 1) di introdurre un ulteriore *partial safety factor* sui carichi $\gamma_{M3} = 1,25$ per connessioni soggette a fatica.
- 2) Le connessioni soggette a fatica devono soddisfare anche i principi espressi in EN 1993-1-9.

3.3 Resistenza a fatica, diagramma $\Delta\sigma_R-N$ di riferimento

Come già accennato, la figura 1 fornisce la resistenza di riferimento a fatica, $\Delta\sigma_R-N$ diagram, in funzione di N . Dipende dal tipo di dettaglio strutturale, ovvero dalla *detail category* $\Delta\sigma_c$, compresa tra 160 e 36 MPa. La *detail category* indica la curva di resistenza di riferimento $\Delta\sigma_R-N$, da utilizzare tra i 14 diagrammi di figura 1.

Nella figura 1 l'asse delle ascisse inizia con $N = 10^4$ cicli. Per considerazioni sulle sollecitazioni sismiche, e in generale per le analisi di fatica oligo-ciclica, il diagramma di figura 1 richiede la estrapolazione a valori di N attorno a qualche decina. Il problema è discusso nelle note 16, 17, 18, 19, 20.

La lettura della figura 1 richiede quindi la definizione del *detail category* $\Delta\sigma_c$.

3.4 *Detail category* (figura 2)

Nella prima colonna è riportato il valore del *category* $\Delta\sigma_c$. Nella seconda colonna è richiamato il dettaglio strutturale in esame. L'Eurocodice riporta 10 tabelle, delle quali in questo articolo è riportata la prima.

Per un singolo elemento strutturale, incluso tra quelli elencati nelle tabelle, la procedura si esaurisce con la definizione del carico agente, (*nominal stress range* da applicare, $\gamma_{ff} \Delta\sigma_{E,2}$), la individuazione del *detail category*, $\Delta\sigma_c$, e quindi la applicazione della tabella in figura 1 (figura 7.1 dell'Eurocodice).

Per una struttura composita, ove la resistenza è stabilita dalla resistenza delle unioni, la procedura richiede di definire l'unione. I casi che interessano le prove illustrate nel seguito sono mostrati nella figura 3. Si deduce $\Delta\sigma_c = 71 \text{ N/mm}^2$.

Nel seguito sarà richiamato il rapporto tra il *detail category* dell'elemento, in prima approssimazione $\Delta\sigma_c = 160 \text{ N/mm}^2$, e la analoga grandezza per la connessione, $\Delta\sigma_c = 71 \text{ N/mm}^2$. Utilizzeremo quindi:

(*Detail category* della trave) / (*Detail category* della connessione)

$$= 160/71 = 2.253 \quad (4)$$

3.5 Ulteriori considerazioni riportate da ECCS [9]

Le *detail category* dell'EC3 Part 1-9 sono basate su acciai al carbonio tipo S235 e S355. Vari studi hanno mostrato che possono essere applicati ad altri tipi di acciaio compresi gli acciai inossidabili.

Secondo ECCS [8] l'influenza del tipo di acciaio può essere trascurata in confronto a quella del tipo di saldatura, e delle indagini sulla saldatura. Possono essere applicati purché il *nominal stress range* sia $< 1,5 f_y$, (per le sollecitazioni normali), e $< 1,5 f_y / \sqrt{3}$ per le sollecitazioni di taglio. Non sono applicabili per temperature che superano 150 °C ed atmosfere corrosive.

4. FATICA OLIGO-CICLICA CON $N \leq 10^4$

Il diagramma classico di Wöhler contempla l'intero campo dei numeri N di carico, da $N = 1$ a $N = \infty$ (figura 23). Il capitolo di EC3 non tratta invece i casi di *low-cycle fatigue*. Per quanto riguarda le azioni sismiche, la ripetitività delle sollecitazioni, qualche decina di cicli, è messa in conto nell'EC8 stesso.

EC3 riporta come estrapolare la curva di fatica per N_R inferiori. La relazione è:

$$(\Delta\sigma_R)^m N_R = (\Delta\sigma_c)^m 2 \times 10^6 \quad \text{con } m = 3. \quad (5)$$

(Assumendo $\Delta\sigma_c = 160$, e $N_R = 10^4$, si ottiene dalla formula $\Delta\sigma_R = 935$ MPa, in accordo con la figura 1).

Nelle note 16, 17, 18, 19, 20 è discusso come estendere il diagramma di figura 1 a numeri N confacenti a sollecitazioni oligocicliche, cioè N pari a poche decine di cicli.

Quando è possibile eseguire una prova sperimentale, la procedura consente di identificare la curva di Wöhler applicabile (figura 1), misurandone il comportamento mediante una particolare storia di carico. Le prove sperimentali sono comunque onerose, e richiedono la realizzazione di campioni in *full scale*.

5. GIUNTO TRAVE COLONNA. APPLICAZIONE NUMERICO SPERIMENTALE

L'elenco di figura 2 si riferisce principalmente a singoli elementi strutturali. Tra le strutture composte da più elementi strutturali, la struttura elementare è il giunto trave-colonna, con collegamento realizzato mediante saldatura o bullonatura, o con unione saldata e bullonata.

Si fa riferimento al documento [1]. Si tratta di una ricerca numerico-sperimentale svolta al Politecnico di Milano in collaborazione con l'Università di Liegi ed il centro di Ricerca della Comunità Europea di Ispra, su unioni travi-colonna appartenenti ad un telaio in acciaio. È stato attivato dalle osservazioni raccolte a seguito del terremoto di Northridge del 1994 ([2],

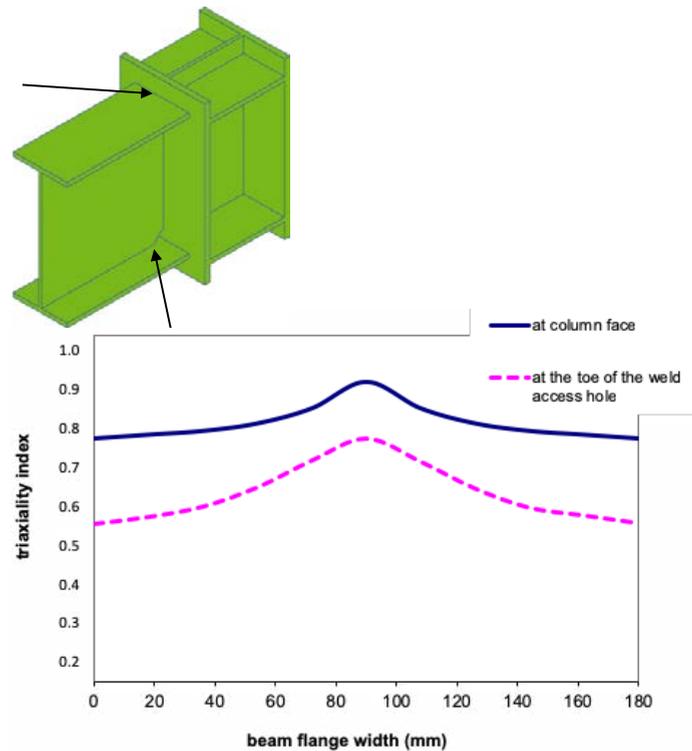


Fig. 8 - Triaxiality index. È un numero puro. In campo elastico non dipende dalla intensità dello sforzo.

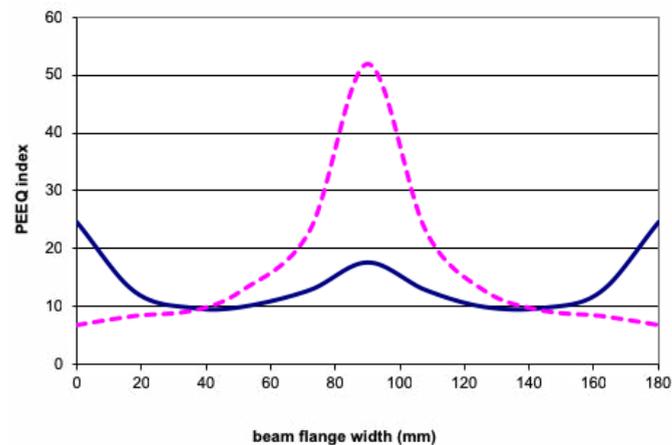


Fig. 9 - PEEQ index. Dipende dalla intensità della deformazione. È calcolato in corrispondenza ad un *Beam tip displacement*, v , pari a 100 mm (3% storey drift).

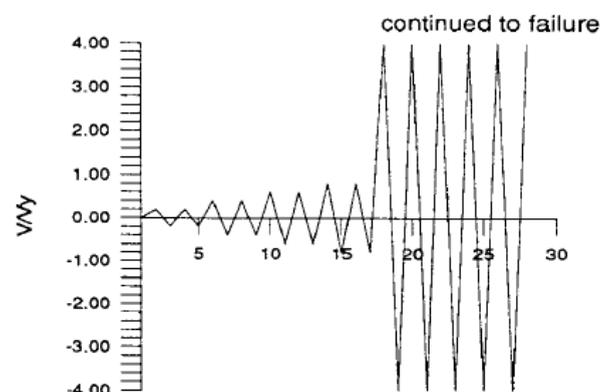


Fig. 10 - Schema della storia di carico, con $v/v_y = 4$. Sono state applicate anche storie di carico con v/v_y pari a 6 ed a 8.

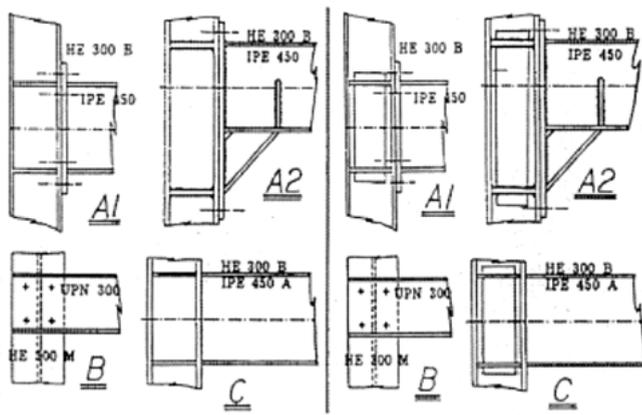


Fig. 11 - Giunti trave-colonna. A destra provvisti di piastra di rinforzo, a sinistra privi

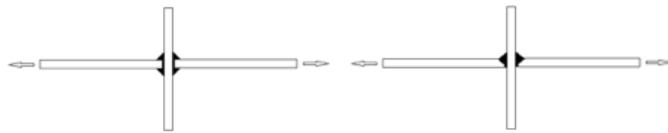


Fig. 12 - Saldature provate con simile storia di carico nel tempo.

[3]). All'epoca, 1997-1998, non erano ancora disponibili i testi EC3 ed EC8. I documenti del Politecnico di Milano sono ora rivisitati per esaminare la congruenza con EC3, in particolare Part 1-9, ed EC8.

La ricerca si articola in più attività:

1. calcolo mediante modelli ad elementi finiti, dello *stress concentration factor* k_f *to take account of the local stress magnification in relation to detail geometry not included in the reference* $\Delta\sigma_R$ - N *curve*;
2. Prove sperimentali per la definizione del diagramma $\Delta\sigma_R$ - N di campioni trave-pilastro;
3. Identificazione del diagramma di Wöhler resistente per singoli campioni provati;
4. Suggerimenti pratici dedotti dalle prove.

Le prove sperimentali sono state condotte nel campo del *low cycle fatigue*.

Sono stati realizzati 32 campioni, dei quali 16, appartenenti a tre tipi diversi, sono stati provati a Milano, e 16, appartenenti ad altri tre tipi diversi, sono stati provati a Liegi. [1], [3]. In aggiunta sono stati realizzati dei campioni di dimensioni ridotte, per verificare se le procedure di saldatura racchiudevano criticità. In totale sono stati sperimentati 40 campioni di saldatura. Infine un telaio di una campata e due piani è stato sottoposto a prove cicliche ai Laboratori di Ispra [4], [5].

5.1 Trattazione numerica

Sforzi equivalenti in un punto, o in una sezione, in funzione delle componenti dello stato di sforzo.

Nella scienza delle costruzioni sono utilizzati correntemente due indici, σ_{hydr} e σ_{mis} per caratterizzare lo stato di sforzo in un punto.

Sforzo idrostatico:

$$\sigma_{hydr} = (\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}) / 3$$

Indice di Von Mises:

$$\sigma_{mis} = \sqrt{\frac{3}{2} \sigma_{ij} \sigma_{ij}}$$

(Sommatoria rispetto ad i e j con $i \neq j$)

Per caratterizzare lo stato di sforzo in una struttura, e valutare lo *stress concentration factor* k_f , sono utili gli indici di triassialità TI, e l'indice di deformazione PEEQ, calcolati in una sezione.

Indice di triassialità:

$$TI = \sigma_{hydr} / \sigma_{mis}$$

Deformazione deviatorica plastica:

$$PEEQ = (2/3 \varepsilon_{ij} \varepsilon_{ij})^{0.5}$$

(Sommatoria rispetto ad i e j con $i \neq j$)

Questi indici sono stati calcolati sulla sezione di unione, nei punti indicati nel seguito. Come indica la figura 5, che si riferisce all'indice di triassialità, i due indici variano da sezione a sezione. Circa la definizione di k_f in funzione dei due indici TI e PEEQ, l'Eurocodice si limita a indicare:

k_f values may be taken from handbooks or from appropriate finite element calculations.

5.2 Modello ad elementi finiti

Questo calcolo è solo informativo. Usualmente il calcolo delle sollecitazioni è effettuato mediante una analisi elastica lineare (sezione 3.2 - Linear elastic analysis)

(i) *Linear analysis of elements based on the theory of elasticity may be used for both the serviceability and ultimate limit states.*

ii) *linear stress-strain relationships and*

iii) *mean value of the modulus of elasticity.*

Nei diagrammi di figura 7, 8 e 9, la ascissa varia tra 0 e 180, ed indica la posizione del punto in esame lungo l'ala della trave, che è larga 180 mm. I tre diagrammi mostrano un picco in corrispondenza a 90 mm, ovvero in corrispondenza all'asse dell'anima della trave e della colonna.

Lo *stress concentration factor* k_f , dipende dal rapporto tra il picco lungo la sezione di unione, rispetto al valore alla ascissa corrente.

6. PROVE SPERIMENTALI

I risultati delle prove sperimentali sono illustrati nelle figure seguenti.

In figura 10 è riportato lo schema della storia di carico adottata nelle prove sperimentali. Nelle figure 11 e 12 sono rappresentate le tipologie dei giunti trave-colonna provati e delle saldature adottate e nella figura 13b lo schema di prova. Il criterio di *failure* della connessione è illustrato in figura 13a. Nelle figure

Failure mode of the specimens

Test	$\Delta v/v_y$	Failure Mode	
C1-A30	2.8	Sudden	SF2
C1-C30	2.8	Sudden	SF2
C1-B50	4.2	Sudden	SF1
C1-C50A	4.6	Sudden	SF2
C1-C50B	4.0	Progressive	M
C1-D50	4.1	Sudden	Lamellar tearing
C1-B75	6.6	Mixed	M
C1-B100	8.8	Progressive	P
C2-B30	2.7	Sudden	SF1
C2-B50	4.4	Sudden	SF1
C2-B75	6.5	Sudden	SF1
C2-C75	6.7	Mixed	M
C2-B100	9.7	Progressive	P
C2-B125	9.9	Progressive	P
C3-B30	2.7	Sudden	SF1
C3-B50-A	4.3	Sudden	SF1
C3-B50-B	4.4	Sudden	SF1
C3-B75	6.5	Mixed	M
C3-B100	9.1	Progressive	P
C3-B125	11.0	Progressive	P
C3-C125	10.5	Progressive	P

Tabella 1 - Modalità di collasso dei campioni

14-19 infine alcune rotture registrate.

6.1 Classificazione dei risultati (Tabella 1)

Nei termini della meccanica della frattura, o della metallurgia, i collassi catalogati sono classificabili come duttili, perché sono accompagnati da larghe deformazioni locali, oltre il limite elastico. Sono stati registrati due modi di collasso:

- Modo *sudden* (simbolo SF), raggiunto con valori $2,7 < v_u/v_y < 6,5$. Nella tabella 1 sono elencati con i simboli SF1 o SF2. Il primo ha inizio nel centro della saldatura tra l'ala della trave e la colonna. È stato rimarcato nella maggior parte dei campioni. Il secondo è stato osservato solo in alcuni campioni ed ha origine da cricche nello spessore. Il modo sudden non è accompagnato da segnali premonitori in termini di rigidità, resistenza, o assorbimento di energia.
- Modo *progressive*, associato a larghi valori di v_u/v_y , fino a 11.

7. CLASSIFICAZIONE DEL *DETAIL CATEGORY* RESISTENTE $\Delta\sigma_c$ DI ELEMENTI TRAVE-PILASTRO PROVATI

Le prove intendono definire lo *stress range* resistente $\Delta\sigma_c$, operando nel campo della fatica oligociclica, come è discusso nelle note 16, 17, 18, 19, 20. Le note riprendono i risultati delle prove [1] e [3], e le inseriscono nel diagramma di Wöhler più appropriato al campo di valori N in esame.

Il *detail category* che se ne deduce, $\Delta\sigma_c$, è illustrato nelle figure 20, 21 e 22. La verifica indicata nella eq. (1) può quindi essere condotta a termine.

Le prove raggiungono $\Delta v/v_y$ compreso tra 2,8 e 11. A titolo di esempio, le prove in corrispondenza a $\Delta v/v_y = 4$ comportano il raggiungimento di uno sforzo fittizio $\Delta\sigma^*$ pari a circa $4 f_y$.

Il campione A1 3-57 corrisponde a $N = 20$, $\Delta v/v_y = 4$, $\Delta\sigma_c = 40$.

Il campione A2 3-52.8 corrisponde a $N = 10$, $\Delta v/v_y = 6$, $\Delta\sigma_c < 36$.

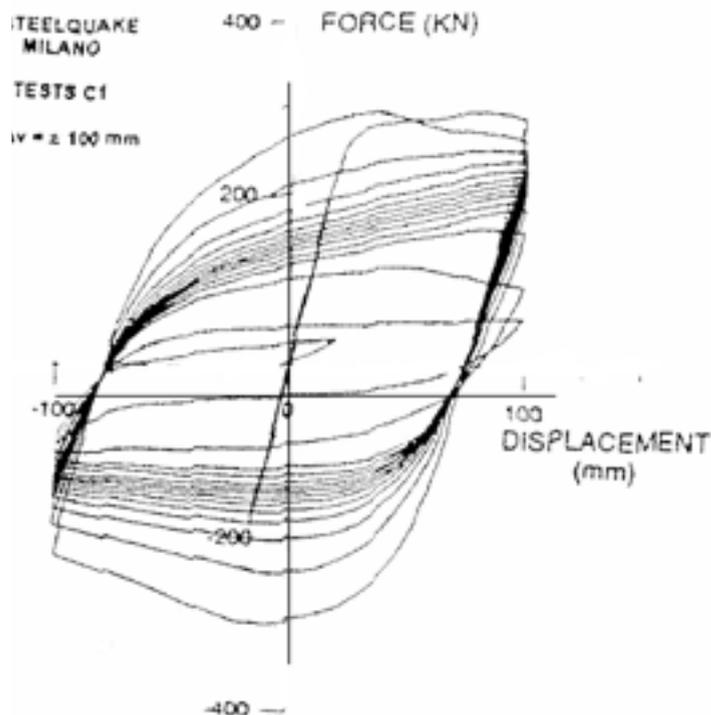


Figura 13a – Cicli carico/spostamento. Convenzionalmente, nelle prove la *failure* è stabilita coincidendo con una perdita di resistenza del campione pari al 50 % della resistenza iniziale registrata allo stesso spostamento.

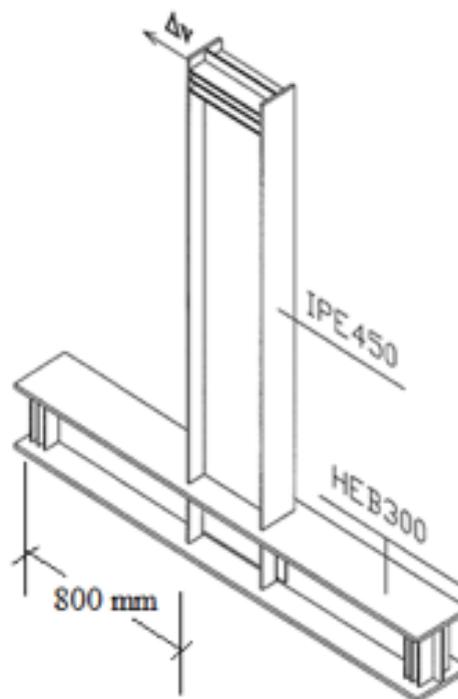


Fig. 13b - Schema di prova. Campione di tipo C. La colonna è disposta in orizzontale.

Il campione C2 B 100 corrisponde a $N = 12$, $\Delta\sigma_c = 63 \text{ N/mm}^2$. Le tabelle riportate da EC3 per il *category* $\Delta\sigma_c$ che si riferiscono ad elementi singoli, di trave o di colonna, riportano valori del *category* $\Delta\sigma_c$ attorno a 160 N/mm^2 (in corrispondenza a $N = 2 \cdot 10^6$). Le stesse tabelle, per il giunto in esame riportano $\Delta\sigma_c = 71 \text{ MPa}$, come già richiamato. Le prove illustrate, che si riferi-



Fig. 14 - Aspecto di un campione di tipo C, al termine della prova. La prova è "a rottura", quindi la rottura non è indice di un difetto, ma è l'esito finale della prova. Eventuali difetti riducono il numero N di cicli sopportati. Se il difetto è nella saldatura, la prova viene eseguita ugualmente e se ne tiene conto nella misura di k_f , e, in ultima analisi, nella identificazione dello $\Delta\sigma_c$.

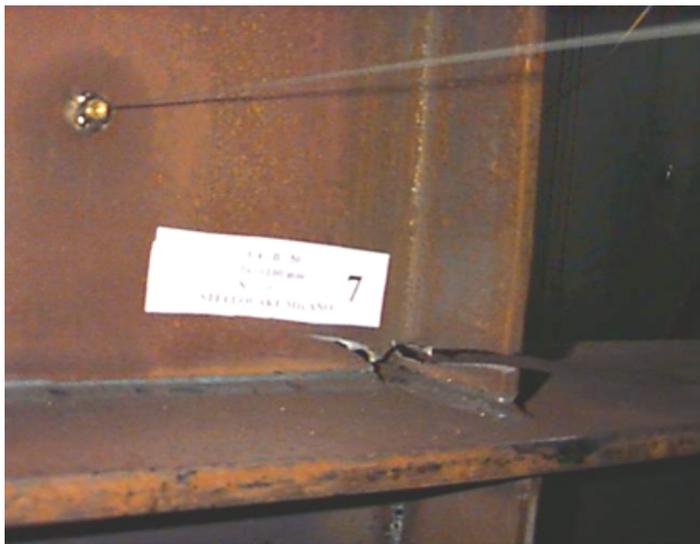


Fig. 15 - saldatura vista dall'interno. Collasso improvviso (sudden). La estensione delle rotture, visibile nella figura e nelle fig. 14 e 19, è dovuta al fatto che la prova porta a compimento il singolo ciclo iniziato.



Fig. 16: prova su campioni di saldatura. Ingrandimento della saldatura, prima della prova.



Fig. 17 - Ingrandimento della figura 16. Origine della cricca. L'intaglio a V è un difetto di dimensioni microscopiche, che tuttavia può provocare una concentrazione di sforzi.

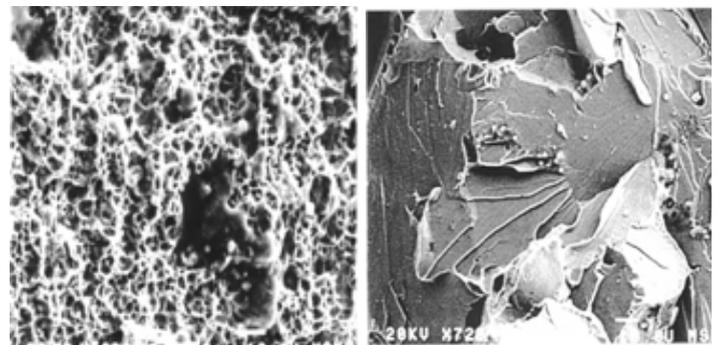


Fig. 18 - Foto di repertorio. A sinistra, aspetto "dimpled", dal punto di vista metallogurgico indice di una struttura duttile. A destra aspetto *cleavage*, indice di struttura fragile.

scono a giunti trave colonna, riportano valori ancora inferiori, rispettivamente 40, 36 e 63 N/mm^2 . La differenza può essere spiegata mediante il diagramma $\Delta\sigma_R - NR$ nel campo dei valori $NR < 20$ cicli. La formula (4), estrapolata a tali valori, non è infatti affidabile e non è disponibile una estrapolazione univocamente riconosciuta. Nelle note 16, 17, 18, 19, 20 è discusso come estendere il diagramma di figura 1 a numeri N confacenti a sollecitazioni oligo-cicliche, confrontandosi in questo con le Università di Lisbona e di Atene.

8. PROCEDURA ASME 5

La procedura ASME si basa su diagrammi che riportano in ascisse numeri di cicli compresi tra 10 e 10^6 , mentre il campo di valori EC3 è limitato inferiormente a $N = 10^4$. Sono riportati diagrammi che si riferiscono ad acciai differenti, mentre EC3 riporta diagrammi senza distinguere il tipo di materiale. Non è invece considerata una dipendenza dal *detail category*, come in EC3. Il calcolo del $\Delta\sigma$ agente è valutato mediante un modello elastico lineare con il diagramma sforzi deformazioni di figura 24.

8.1 ASME Appendix 5 *Design based on fatigue analysis*, Article 5-1

Per interpolare tra i dati, lo stesso documento ASME riporta la formula:

$$N/N_i = \left(\frac{N_i}{N_j} \right)^c$$

ove l'esponente c è uguale a: $c = \log(S_i/S) / \log(S_i/S_j)$, con N_i ed N_j due ascisse consecutive del diagramma, e S_i ed S_j le due ordinate corrispondenti.

Per analizzare la procedura nel campo *low cycle fatigue*, leggiamo il diagramma in corrispondenza ad $N = 50$, ($2,5 \cdot 10^5$), e ad $N = 10$, ($6 \cdot 10^5$). Il rapporto tra le due ordinate è pari a 0,41 nel diagramma 5.110.2.1. Sono validi per acciai al Nichel Cromo (figura 25).

$$2,5 \cdot 10^5 / 6 \cdot 10^5 \text{ Reduction factor} = 0,41$$

I due valori $2,5 \cdot 10^5$ e $6 \cdot 10^5$ hanno le dimensioni di uno sforzo, ma non rappresentano uno sforzo reale perché il limite elastico è superato. È considerata reale la deformazione corrispondente. Sotto ipotesi conservative, il diagramma mostra il rapporto tra la sollecitazione ammissibile corrispondente a $N = 10$ ed a $N = 50$ cicli.

Dal diagramma della figura 26, per materiali con tensione ultima < 80 ksi è:

in corrispondenza a $N = 10^6$ cicli, $S_a = 12,5$ ksi, pari a $S_a = 8,78$ kN/cm²

in corrispondenza a $N = 5 \cdot 10^5$ cicli, $S_a = 13,5$ ksi, pari a $S_a = 9,49$ kN/cm²

Il diagramma appare coerente con EC3 Part 1-9 in tale campo di valori (figura 1).

La procedura ASME non è appieno coerente con la interpretazione dello EC3 Part 1-9, fornita in questa nota, e nelle note 16, 17, 18, 19, 20. Non mette in conto uno *stress concentration factor* k_f . Per commentare tale nota, consideriamo una struttura piana, soggetta ad un campo di sforzi σ . In presenza di una cricca (figura 27) di dimensioni comunque limitate, si crea una concentrazione di sforzi. Il fattore k_f che misura la concentrazione dello sforzo soddisfa la relazione:

$$\sigma_{max} = \sigma (1 + 2a/b)$$

Correntemente in una giunzione si può realizzare una concentrazione di sforzi, sia per motivi geometrici, sia per la presenza di cricche, di dimensioni comunque limitate, o per la stessa storia di carico.

9. SUGGERIMENTI CHE SE NE TRAGGONO IN FASE REALIZZATIVA

Le tabelle riportate da EC3 per il *detail category* $\Delta\sigma_c$ si riferiscono



Fig. 19 - Campione tipo A1. È una tipica connessione nelle costruzioni Europee, con saldatura in officina e bullonatura in cantiere. Aspetto al termine della prova. Il danneggiamento ha inizio con lo snervamento nell'ala della trave o lo snervamento nell'anima della colonna.

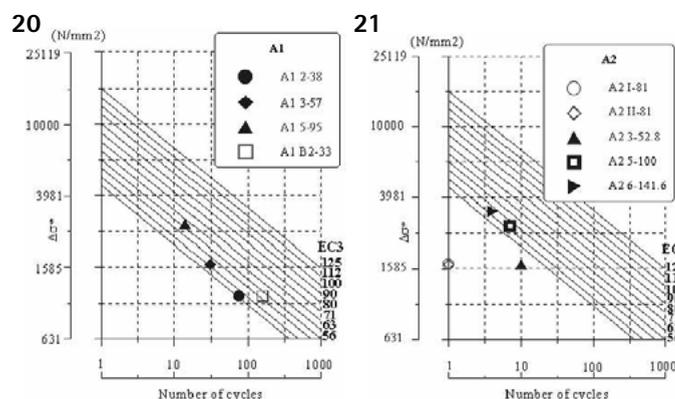


Fig. 20 - Curva di Wöhler per campione tipo A1. Fig. 21 - Curva di Wöhler per campione tipo A2

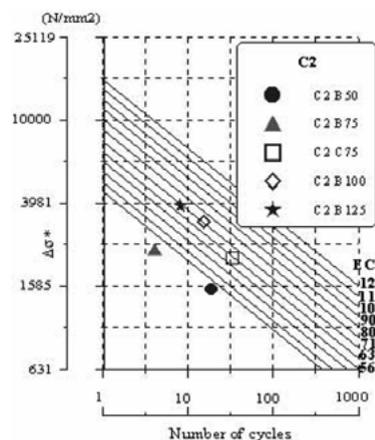


Fig. 22 - Curva di Wöhler per campione tipo C2

ad elementi singoli, di trave o di colonna, e riportano valori del *detail category* $\Delta\sigma_c$ attorno a 160 N/mm², (in corrispondenza a $N = 2 \cdot 10^6$, come già richiamato). Le prove illustrate, che si riferiscono a giunti trave colonna, riportano valori sensibilmente inferiori.

Per quanto riguarda EC8, una regola fondamentale prevede che le giunzioni debbano avere una resistenza superiore a quella degli elementi che collegano. Ad esempio, la figura 11 mostra una

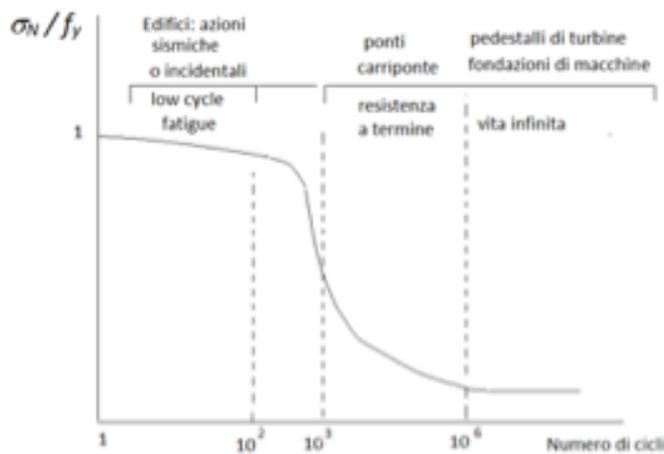


Fig. 23 - Diagramma di Wöhler.

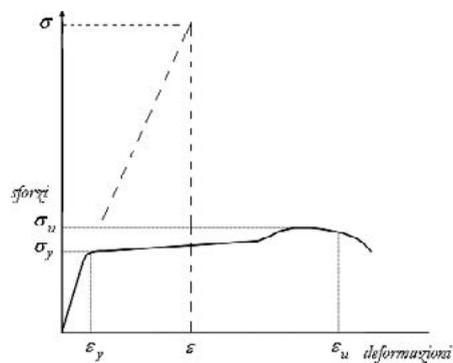


Fig. 24 - Diagramma sforzi deformazioni

Fig. 5-110.2.1

1998 SECTION VIII — DIVISION 2

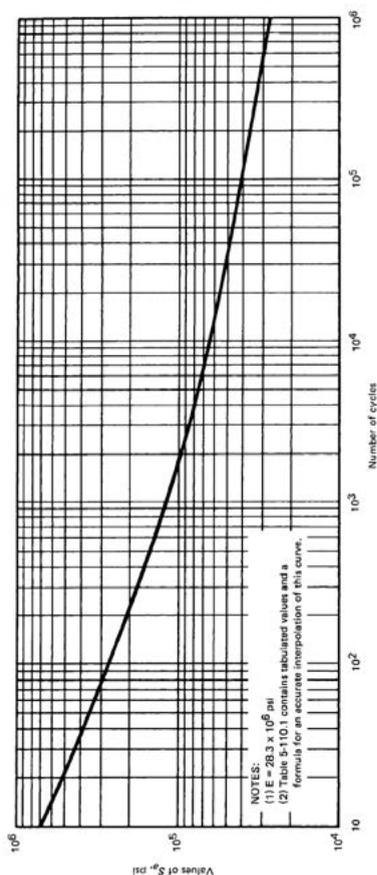


FIG. 5-110.2.1 DESIGN FATIGUE CURVE FOR SERIES 3XX HIGH ALLOY STEELS, NICKEL-CHROMIUM-IRON ALLOY, NICKEL-IRON-CHROMIUM ALLOY, AND NICKEL-COPPER ALLOY FOR TEMPERATURES NOT EXCEEDING 800°F AND $S_p > 28.2$ ksi (USE FIG. 5-110.2.2 FOR $S_p \leq 28.2$ ksi)

Fig. 25 - Figura ASME 5.110.2.1

serie di giunti trave-pilastro volti a incrementare la resistenza della sezione di unione, rispetto a quella della unione A1. Precisamente, un valore raccomandato (EC8 parte 1, section 6.5.5) è:

$$R_d \geq 1,37 R_{fy} \quad (6)$$

ove

R_d è la resistenza della connessione in accordo con EC3; R_{fy} è la resistenza plastica degli elementi connessi basata sul valore dello sforzo di snervamento di progetto f_{yd} del materiale. La eq.(6) tiene conto degli eventuali overstrengh factors. La eq. (6) è valida indipendentemente dal grado di sismicità.

Precedentemente è stato richiamato il rapporto tra il *detail category* dell'elemento, in prima approssimazione $\Delta\sigma_c = 160$ N/mm², e la analoga grandezza per la connessione, $\Delta\sigma_c = 71$ N/mm². Il rapporto è quindi (eq. 4, riproposta come 4bis):

$$160/71 = 2,253. \quad (4 \text{ bis})$$

La resistenza diminuisce ulteriormente se ci riferiamo ai valori $\Delta\sigma_c$ ricavati dalle prove (figure 20-22).

In prima istanza, la eq. (6) e la eq. (4) non sono coerenti tra loro, ovvero la maggior resistenza richiesta alla connessione in fase di progetto, eq. (6), non compensa la perdita di resistenza in campo ciclico stabilita dalla eq. (4).

Ragionando in termini di cerniere plastiche, in virtù della sovrarresistenza stabilita nella eq. (6), le ali della trave o l'anima della colonna si plasticizzano. La connessione risulterebbe soggetta ad una azione pari a $R_{fy} \leq 1/1,37 R_d$. Quindi in teoria la connessione rimarrebbe in campo elastico per tutta la durata della sollecitazione ciclica, ad esempio del sisma.

Richiamiamo peraltro lo spirito dello EC3 Part 1-8 Joints. Il giunto è rappresentato nella figura 1.1. *Parts of a beam or column joint configuration* (figura 28).

Il giunto comprende parte delle ali della trave, e parte dell'anima della colonna o dell'eventuale pannello d'anima. Le prove interessano quindi gli elementi 1, 2, e 3 della figura 28. Con riferimento ai campioni A1, le prove [1] concludono:

“La unione A1, che è tipica della pratica Europea, prevede saldatura in officina e unione bullonata in opera. Ha mostrato un ottimo comportamento, con snervamento nell'ala della trave o snervamento nella zona di pannello della colonna (campione A1B)”.

La plasticizzazione delle ali della trave, o dell'anima della colonna (o dell'eventuale pannello d'anima) sono parte del funzionamento resistente della connessione. La plasticizzazione non può quindi essere invocata per attestare che stabilisca un limite alla azione trasmessa alla connessione.

In conclusione, è confermato che la eq. (6) e la eq. (4) non sono coerenti tra loro, ovvero la maggior resistenza richiesta alla connessione in fase di progetto, eq. (6), non compensa la perdita di resistenza in campo ciclico stabilita dalla eq. (4).

Altre considerazioni di carattere strutturale suggeriscono di realizzare in officina la unione tra la colonna ed un moncone di trave. In cantiere si assemblano le travi, con giunti bullonati o anche saldati.

Quest'ultima unione è bensì realizzata in cantiere, ma in una posizione più favorevole in termini di stato di sforzo, come suggeriscono le figure 29 e 30.

10. SALDATURA TRA ALI DELLA TRAVE ED ALI DELLA COLONNA ED USO DELLA BACKING BAR

Per realizzare la saldatura tra le ali della trave e la colonna (che si tratti di un moncone saldato in officina o dell'intera trave saldata in opera, come spesso avviene negli USA), la pratica più comune è quella di realizzare una saldatura a completa penetrazione a mezzo V con piastrina metallica di sostegno a rovescio (*backing bar*).

Se la backing bar non viene rimossa, in esercizio le linee principali dello sforzo vengono deviate (figura 31), e ciò favorisce la rottura per fatica. Inoltre la backing bar nasconde eventuali difetti di vertice della saldatura, che anch'essi favoriscono le rotture per fatica.

Si può migliorare il dettaglio realizzando backing bar in ceramica, oppure rimuovendo la backing bar metallica appena eseguita la saldatura e prima che l'unione sia sottoposta ai carichi di esercizio, o infine ricorrendo a saldature a K anziché a mezzo V, e realizzare la saldatura in più passate (figura 32).

Le norme americane AISC 358 "Prequalified Connections for Seismic Applications" [24] suggeriscono di rimuovere la backing bar, molare la saldatura e completarla con un cordone d'angolo.

12. ALCUNE CONCLUSIONI

Le principali conclusioni che ancora oggi ricaviamo dal programma di ricerca [1] sono:

1. La maggior resistenza richiesta alla connessione in fase di progetto, eq. (6), non compensa la perdita di resistenza in campo ciclico stabilita dalla eq. (4). Soluzioni tipo figure 29 e 30, ove possibile, sono auspicabili.
2. Il comportamento delle unioni è in genere duttile, in quanto $\Delta v/v_y$ è > 2 . Sono segnalate tuttavia rotture improvvise, senza segnali premonitori (tabella 1). Ciò giustifica ulteriori studi in argomento.
3. In tempi relativamente recenti è stata incrementata l'attenzione ad identificare eventuali difetti nelle saldature, anche a livello microscopico, e a porvi rimedio. Lo IIS è l'Istituto al quale fare riferimento, in Italia. Preziose raccomandazioni

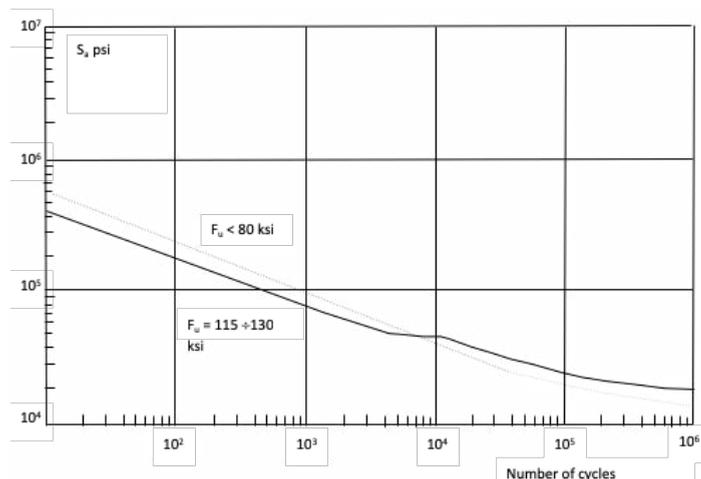


Fig. 26 - Per confronto, sforzo ammissibile secondo ASME in funzione del numero di cicli, valido per acciai al carbonio

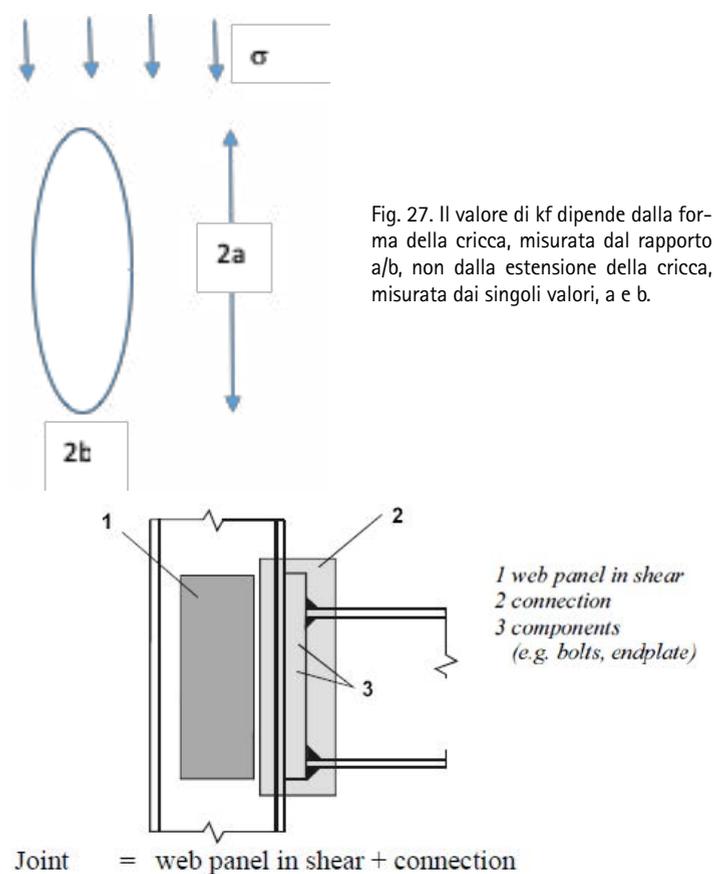


Fig. 27. Il valore di k_f dipende dalla forma della cricca, misurata dal rapporto a/b , non dalla estensione della cricca, misurata dai singoli valori, a e b .

Fig. 28 - Parti di un giunto trave colonna, fig. 1.1 di EC3 Part 1-8 Joints

sono in [7, 8, ...13].

4. Nella edizione ultima dell'Eurocodice 3 Part 1-9, (maggio 2005), non è acquisita una procedura per definire lo *stress concentration factor* k_f . (L'EC3 si limita a dire: *values may be taken from handbooks or from appropriate finite element calculations*). La meccanica della frattura è una disciplina molto estesa. Occorrerebbe precisare, mediante una serie di tabelle, i possibili valori di k_f .

La figura 11 mostra una serie di giunti trave pilastro volti a incrementare la resistenza della sezione di unione, rispetto a



Fig. 29 – Giunto trave-colonna con moncone di trave saldato – particolare

quella della unione A1. Il paragrafo precedente mostra altre precauzioni volte a migliorare la resistenza dell'unione. Anche se presentate nell'ambito della *low cycle fatigue*, si tratta di cautele che prescindono dalla natura del carico applicato, se stazionario o ciclico.

In tempi relativamente recenti è stata rimarcata la loro importanza a fronte di eventi sismici, [2, 3]. Lo European Research Program on the Cyclic Behaviour of Welded Beam-to-Column Connections, menzionato negli scritti [1, 3, 5], è stato attivato appunto dalle osservazioni raccolte a seguito del terremoto di Northridge del 1994.

Anche negli Stati Uniti il terremoto di Northridge spinse ad una grossa campagna di studi teorici e sperimentali sulle connessioni sismiche soggette a fatica oligociclica. L'impostazione fu quella di non imporre una sovrarresistenza alle connessioni che, come detto precedentemente, non è la garanzia che fenomeni di

fatica non infragiliscano comunque la connessione, ma quella di creare connessioni duttili, sedi anche di parziali plasticizzazioni, in grado di sostenere almeno l'80% del momento plastico della trave con una rotazione di interpiano di 20 mrad (per gli Intermediate Moment Frames, IMF) o di 40 mrad (per gli Special Moment Frames, SMF), come prescritto dalle norme AISC 341 [23]. Anche l'Eurocodice 8, similmente alle AISC 341, dà la possibilità, in alternativa ad avere connessioni sovrarresistenti, di progettare connessioni in grado di mantenere almeno l'80% della propria capacità flessionale con una rotazione di 25 mrad o di 35 mrad per, rispettivamente, strutture in DCM o DCH. Il problema è che questa duttilità delle connessioni con la connessa resistenza può essere dimostrata solo sperimentalmente. L'AISC svolse una intensa attività di test su varie tipologie di connessioni, giungendo alla definizione di alcune connessioni prequalificate che rispettano la richiesta di duttilità espressa dalle AISC 341, e tali connessioni sono illustrate nella norma AISC 358 [24].

In Europa non fu fatto nulla per diversi anni. Ultimamente è stato condotto un progetto europeo di ricerca, EQUALJOINTS [25], rivolto alla individuazione di nodi sismicamente prequalificati mediante sperimentazione e procedure numeriche.

Nel progetto europeo che si è recentemente concluso, è stata sviluppata una procedura europea di qualificazione sismica per nodi trave-colonna sia a completo che a parziale ripristino di resistenza in conformità ai requisiti richiesti dall'Eurocodice 8 parte 1.

12.1 Documento ECCS

Importante la pubblicazione di ECCS [8], di oltre 300 pagine. Nella sostanza non introduce ulteriori argomenti rispetto a quelli trattati nel documento Part 1-9, *Fatigue* dell'Eurocodice 3. Sopprime tuttavia all'ermeticità del documento EC3, che è anche dovuta al ricorso a simboli essenziali ma oltremodo complessi, richiamati nei paragrafi 2 e 3 del presente scritto. Il documento ECCS riporta esempi, spiegazioni, ed ulteriori osservazioni, in particolare circa l'ambiente nel quale la struttura opera. Un ambiente corrosivo, o semplicemente umido, può ridurre drasticamente la vita di componenti metallici, perché incrementa la velocità di propagazione delle cricche. Specifiche protezioni superficiali o protezioni catodiche sono prescritte per le piattaforme offshore, o in impianti chimici e raffinerie.

Nelle costruzioni civili, la temperatura non ha influenza sulla propagazione delle cricche. Deve invece essere presa in conto nelle turbine a gas, o nei motori d'aeroplano, ove sono previste alte temperature. Sono tuttavia argomenti in genere estranei alle costruzioni civili.

Una temperatura molto bassa riduce la dimensione critica dei difetti, e può creare rotture fragili. Questo argomento può inte-



Fig. 30 - Giunto trave-colonna con moncone di trave saldato - Assieme. La difficoltà della soluzione è principalmente dovuta al trasporto.

ressare le costruzioni civili, per le quali peraltro è richiesta una *toughness* minima di 27 Joule.

12.2 Norma UNI EN 1090-2

La norma UNI EN 1090-2 "Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 2: Requisiti tecnici per strutture in acciaio" stabilisce regole di buona pratica realizzativa indipendentemente dal tipo di struttura. Include strutture soggette a fatica o a *low-cycle fatigue*, come i carichi sismici. Definisce 4 differenti classi

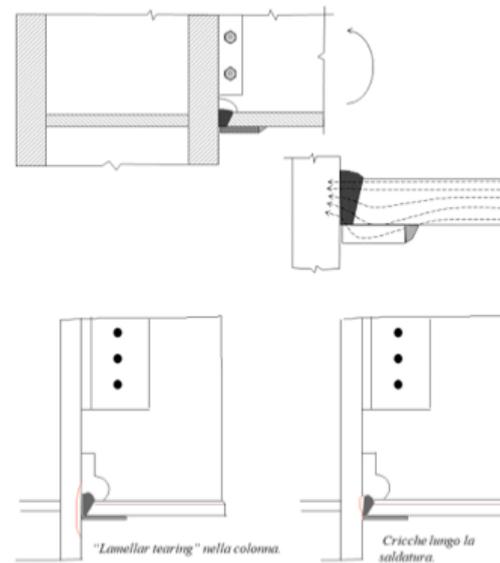


Fig. 31 - Uso della backing bar.

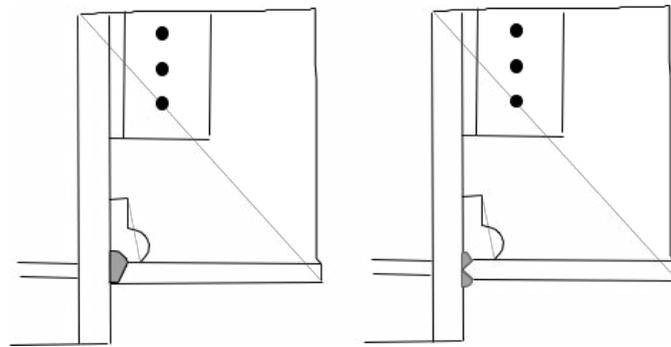


Fig. 32 - Preparazione della saldatura flangia trave - colonna: a K o a mezzo V.

di esecuzione, EXC1, EXC2, EXC3, EXC4, dalle meno alle più stringenti. Tali regole si applicano alla intera struttura o anche a parti di esse. È importante seguire con discernimento queste regole, evitando di scegliere di default la classe più sicura, ovvero più stringente, ma generalmente più onerosa in termini di esecuzione.

Come già richiamato, la esecuzione delle saldature e la loro ispezione sono tra le competenze di primaria importanza. Lo IIS è l'Istituto di riferimento in Italia per tali attività.

RIFERIMENTI

- [1] A. Plumier, M. R. Agatino, A. Castellani, C.A. Castiglioni, C. Chesi, *Resistance of steel connections to low-cycle fatigue* 11th European Conference on Earthquake Engineering © 1998 Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5410 982 3.
- [2] Yang TS, Popov EP. Behaviour of pre-Northridge moment resisting connections. Tech. rept. UCB/EERC/95/08. University of California, Berkeley, 1995.
- [3] Castellani, A., Castiglioni, C., Chesi, C., Plumier, A., A European Research Program on the Cyclic Behaviour of Welded

- Beam-to-Column Connections. *The Northridge Earthquake Engineering Conference, Proceedings*. Los Angeles. 1997.
- [4] Taucer, F., Negro, P., Colombo, A. 1999. Cyclic testing of the steel frame. Final Report. Special Publication N. I.98.160. Elsa Laboratory. Joint Research Centre. Ispra – Italy.
- [5] Lozza, S., Peano, A., Pellegrini, R., Castellani, A., Castiglioni, C., Chesi, C., Colombo, A., Negro, P., Taucer, F., Plumier, A., Carydis, P. 1998. Improved assessment of steel buildings performance during earthquakes – Steelquake. *Report*. Contract ENV4-CT96-0278.
- [6] M. A. Maleque and M. S. Salit, Material Selection and Design, SpringerBriefs in Materials, DOI: 10.1007/978-981-450060-38-2_2. The Authors 2013. *Cap. 2° Mechanical failure of materials*.
- [7] IIS. *Integrità strutturale delle costruzioni saldate*. Progettazione delle giunzioni. Istituto Italiano per la saldatura, 2016.
- [8] *Fatigue design of steel and composite structures*, 2011 Published by ECCS- European convention for constructional steelwork.
- [9] UNI EN 1289:2003 Non-destructive testing of welds - *Penetrant testing of welds* - Acceptance levels. Controllo non distruttivo delle saldature - Controllo delle saldature mediante liquidi penetranti - Livelli di accettabilità
- [10] UNI EN 1290:2003 Non-destructive testing of welds - *Magnetic particle testing of welds* Controllo non distruttivo delle saldature - Controllo magnetoscopico con particelle magnetiche delle saldature
- [11] UNI EN 1291:2003 Non-destructive testing of welds - *Magnetic particle testing of welds* - Acceptance levels. Controllo non distruttivo delle saldature - Controllo magnetoscopico con particelle magnetiche delle saldature - Livelli di accettabilità
- [12] UNI EN 1435:2004 Non-destructive testing of welds - *Radiographic testing of welded joints* Controllo non distruttivo delle saldature - Controllo radiografico dei giunti saldati
- [13] UNI EN 12062:2004 Non-destructive examination of welds - agente *General rules for metallic materials*. Controllo non distruttivo delle saldature - Regole generali per i materiali metallici
- [14] Giulio Ballio, Carlo Castiglioni, *A unified approach for the design of steel structures under low and high cycle fatigue*. Journal of the Constructional steel research, ISSN 0143-974X Vol 34 n° 1 1995.
- [15] G. Ballio, L. Calado, C. Castiglioni, *Low cycle behaviour of structural steel members and connections*. Fatigue Fract. Engn. Mat. Struct. Vol 20., no 8, pag. 1129-1146, 1997.
- [16] Carlo A. Castiglioni; Harris P. Mouzakis; Panayotis Gr. Carydis, *Constant and Variable Amplitude Cyclic Behavior of Welded Steel Beam to-Column Connections*. Journal of Earthquake Engineering, 11: 6, 876 – 902. To link to this Article: DOI: 10.1080/13632460601188027. URL: <http://dx.doi.org/10.1080/13632460601188027>
- [17] C. Bernuzzi, L. Calado, C. Castiglioni *Ductility and load capacity prediction of steel beam-to column connections under cyclic load reversal loading*. Journal of Earthquake Engineering Vol. 1, n°2, April 1997.
- [18] L. Calado, C. Castiglioni, C. Bernuzzi, *Cyclic behaviour of structural steel elements methods for re-elaboration of test data*. Encontro Nacional construação metálica e mista, Porto, 20 e 21 novembre 1997.
- [19] J. Ferreira, L. Calado, C. Castiglioni, M. R. Agatino *Low cycle fatigue strength assessment of cruciform welded joints*, Journal of the Constructional steel research, 47.1998, 223 224.
- [20] C. Bernuzzi, L. Calado, C. Castiglioni, *Low-Cycle Fatigue of Structural Steel Components: A Method for Re-Analysis of Test Data and a Design Approach on Ductility ISET*, Journal of Earthquake Technology Paper n° 401, Vol 37, N° 4, December 2000, pp 47-63.
- [21] AISC ANSI/AISC 360-05 An American National Standard Specification for Structural Steel Buildings. Appendix 3: *Design for Fatigue*.
- [22] ASME VIII: Construction of Pressure Vessels American Society of Mechanical Engineers New York, New York Asme Boiler and Pressure Vessel Code. Appendix 26: *Pressure Vessel and Heat Exchanger Expansion Joints*. Section 26-3 Design.
- [23] AISC 341-10 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.
- [24] AISC 358-10 Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.
- [25] R. Landolfo, “PROGETTAZIONE SISMICA DELLE STRUTTURE DI ACCIAIO: nuovi orientamenti della ricerca e sviluppo del quadro normativo”, *Costruzioni Metalliche* n. 4/2017.