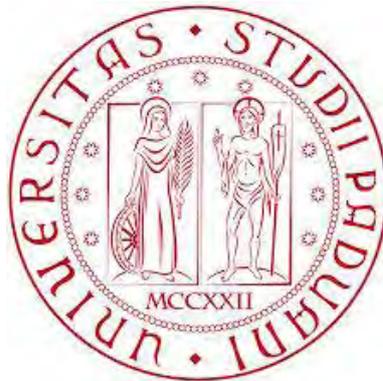


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

FACOLTA' DI INGEGNERIA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE (ICEA)

TESI DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE –
INDIRIZZO STRUTTURE



**STUDIO DELL'ATTREZZATURA PER L'ESECUZIONE
DI PROVE SPERIMENTALI SU ELEMENTI SOGGETTI
A FATICA E A CARICHI DINAMICI.**

Relatore: Prof. Claudio Modena e Prof. Carlo Pellegrino

Correlatore: Ing. Fabio Pietro Marchesini e Ph.D. Massimo Dalla Benetta

Laureanda: LAURA MICHIELUTTI

ANNO ACCADEMICO 2012-2013

Alla mia Famiglia.

SOMMARIO

PRESENTAZIONE	1
1. INTRODUZIONE	3
1.1. IL FENOMENO DELLA FATICA	3
1.2. I FATTORI PRINCIPALI DELLA VITA A FATICA	7
1.3. ASPETTI MICROSCOPICI E MACROSCOPICI DELLA ROTTURA A FATICA	7
1.4. DIAGRAMMA DI WÖHLER	10
1.4.1. <i>Progettazione a fatica</i>	12
1.5. DIAGRAMMI DI SICUREZZA	14
1.5.1. <i>Diagramma di Haigh</i>	15
1.5.2. <i>Diagramma di Goodman-Smith</i>	16
2. METODI DI PROGETTAZIONE	19
2.1. METODO DELLE TENSIONI NOMINALI	20
2.2. METODO DELLE TENSIONI STRUTTURALI (HOT SPOT)	22
2.2.1. <i>Surface Stress Extrapolation Method (SSE)</i>	26
2.2.2. <i>Through Thickness at the Weld Toe (TTWT)</i>	27
2.2.3. <i>"1 mm under surface" Method (di Xiao e Yamada)</i>	30
2.2.4. <i>Battelle Structural Stress Method</i>	32
2.3. METODO DELLE TENSIONI DI PICCO (EFFECTIVE NOTCH STRESS)	41
2.4. METODO DELLE TENSIONI DI PICCO CON FATTORI DI INTENSIFICAZIONE DELLE TENSIONI	43
3. ASPETTI NORMATIVI	49
3.1. NORMATIVE CON LE TENSIONI NOMINALI	49
3.1.1. <i>Eurocodice 3 e Norme Tecniche per le Costruzioni 2008</i>	49
3.1.2. <i>Det Norske Verita (DNV) e International Institute of Welding (IIW)</i>	63
3.2. NORMATIVE CON LE TENSIONI DI HOT SPOT	65
3.2.1. <i>Det Norske Veritas (DNV) e International Institute of Welding (IIW).</i>	65
3.3. NORMATIVE CON LE TENSIONI STRUTTURALI	70
3.3.1. <i>ASME Boiler & Pressure Vessel Code Sezione VIII Div.</i>	70
3.3.2. <i>Approccio dell'ASME vs P.DONG e Battelle Institute</i>	74
4. PORTALE PER PROVE A FATICA	79
4.1. COMBINAZIONI DI CARICO	80
4.2. MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI	81
4.2.1. <i>Modello di Calcolo "beam"</i>	83
4.2.2. <i>Modello di Calcolo "Plate"</i>	85
4.3. ANALISI DI INSTABILITÀ (LINEAR BUCKLING)	98

4.4.	ANALISI NON LINEARE INCREMENTALE	101
4.5.	FREQUENZE NATURALI DI VIBRAZIONE	102
5.	VERIFICA DEL PORTALE	105
5.1.	COLONNE	105
5.1.1.	<i>Verifica a fatica</i>	106
5.1.2.	<i>Verifica statica: stabilità dell'equilibrio</i>	109
5.2.	TRAVI	113
5.2.1.	<i>Verifica a fatica della trave</i>	116
5.2.2.	<i>Verifica a fatica dei giunti saldati (cordone d'angolo)</i>	117
5.3.	CAMINO (PIASTRA DI RISCONTRO E COSTOLE)	120
5.3.1.	<i>Verifica piastra di riscontro</i>	121
5.3.2.	<i>Verifica costola di irrigidimento</i>	129
5.3.3.	<i>Collegamento bullonato trave e costola</i>	146
5.4.	FLANGIA	155
5.4.1.	<i>Verifiche statiche (Unione Bullonata)</i>	156
5.4.2.	<i>Verifiche a Fatica</i>	160
5.5.	COLLEGAMENTO SOLAIO-COLONNE	164
6.	STUDIO ISOLATORI ELASTOMERICI	169
6.1.	ASPETTI NORMATIVI	170
6.1.1.	<i>Validazione dei dispositivi antisismici</i>	170
6.1.2.	<i>Verifica SLU degli isolatori elastomerici</i>	171
6.1.3.	<i>Prove di qualificazione su dispositivi elastomerici</i>	172
6.1.4.	<i>Prove di Accettazione sui Dispositivi</i>	173
7.	MACCHINA PER PROVE DINAMICHE	175
7.1.	PROPOSTE PROGETTUALI	176
7.1.1.	<i>Prima Proposta</i>	177
7.1.2.	<i>Seconda Proposta</i>	178
7.1.3.	<i>Terza Proposta</i>	180
7.1.4.	<i>Conclusione</i>	180
7.2.	MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI	181
7.2.1.	<i>Primo Modello</i>	181
7.2.2.	<i>Secondo Modello</i>	182
7.2.3.	<i>Terzo Modello</i>	184
	APPENDICE A	189
	APPENDICE B	191

PRESENTAZIONE

Il presente lavoro di tesi si articola in tre parti fondamentali. Scopo della prima parte è la progettazione del portale di riscontro per un attuatore oleodinamico da 1500 kN dedito a prove di fatica su elementi strutturali completi e di dimensioni notevoli (quali possono essere le travi da ponte **ecc...**), la cui installazione è prevista a breve nel laboratorio Universitario di prove sui materiali di via Poleni. I criteri alla base della progettazione sono stati sostanzialmente due: limitare al valore di decimi di millimetro le deformazioni delle parti di struttura più sollecitate, al fine di tutelarsi da eventuali interazioni tra la struttura stessa e gli elementi da testare durante le prove; dimensionare la struttura affinché resista ad un numero di cicli di carico sufficientemente elevato (10^9 cicli col carico massimo) **da garantirne l'esercizio** durante tutta la vita utile. A questo proposito, si sono approfondite varie tecniche di analisi dei giunti saldati descritte in seguito nella seconda parte della tesi che sono state evidentemente un ausilio fondamentale per lo studio di alcune unioni molto sollecitate, permettendo un dimensionamento più accurato di quello che si sarebbe **ottenuto con l'applicazione del classico metodo** basato sulle tensioni nominali.

La seconda parte è indagare il comportamento di giunti saldati soggetti a fatica, inquadrando il problema dal punto di vista normativo con riferimento ai principali codici adottati nel contesto nazionale e internazionale. Si procederà ad un confronto tra i metodi di analisi basati sulle tensioni (Stress-Life) e, in particolare, tra gli approcci basati sulle Tensioni Nominali, gli approcci di tipo Hot Spot e le Tensioni di Picco. Una particolare attenzione è destinata alla tecnica sviluppata dal Professor B. Atzori, tecnica che, basandosi sui risultati ottenibili agli elementi finiti, pur avendo il difetto di essere sensibile alla raffinatezza della mesh, **permette l'analisi di elementi** aventi geometrie e carichi non standard. Tale approccio si propone quindi di ovviare alle limitazioni normative e di proporre un metodo meno grossolano che permetta di sfruttare al massimo le capacità del materiale.

Infine, la terza parte della tesi tratta lo studio e la modellazione di un secondo portale formato da un attuatore orizzontale (**che simula l'evento sismico**) e da dei martinetti posti verticalmente (che simulano il peso della struttura sovrastante), tale strumento servirà per testare e certificare isolatori elastomerici; la cui installazione è prevista sempre nel Laboratorio Universitario di via Poleni. I criteri alla base della progettazione sono: la deformazione della struttura di riscontro, che non può superare il decimo **di millimetro a causa della presenza di "pattini"** (guide a rulli su rotaia) che hanno tolleranze ammissibili, per errori di parallelismo, **dell'ordine del**

decimo di micrometro; **l'allungamento massimo dell'attuatore che ha uno scarto di \pm 300 mm** e quindi non permette di testare isolatori elastomerici con capacità deformative superiori.

1. INTRODUZIONE

1.1. Il fenomeno della fatica

La *fatica* è un fenomeno che riguarda gli elementi metallici soggetti a ripetuti cicli di carico, regolari o casuali nel tempo, che porta **alla rottura dell'elemento** in modo improvviso (rottura di tipo fragile) nonostante il carico in questione sia inferiore al valore di snervamento. Ciò è in contrasto con quello che ci si aspetterebbe da un manufatto in acciaio, le cui caratteristiche sono da sempre la capacità dissipativa e la duttilità, mettendo in luce che il comportamento è assai differente a seconda che il carico sia statico o ciclico.

I collassi per fatica sono insidiosi poiché avvengono in campo elastico, sotto normali condizioni operative, se inoltre le condizioni di esercizio sono in ambienti corrosivi o altre condizioni, la possibilità di un collasso per fatica aumenta.

I collassi per fatica possono avvenire in diversi tipi di struttura, negli anni gli eventi catastrofici associabili alla fatica furono numerosi, di seguito ne sono stati riportati alcuni, i più eclatanti:

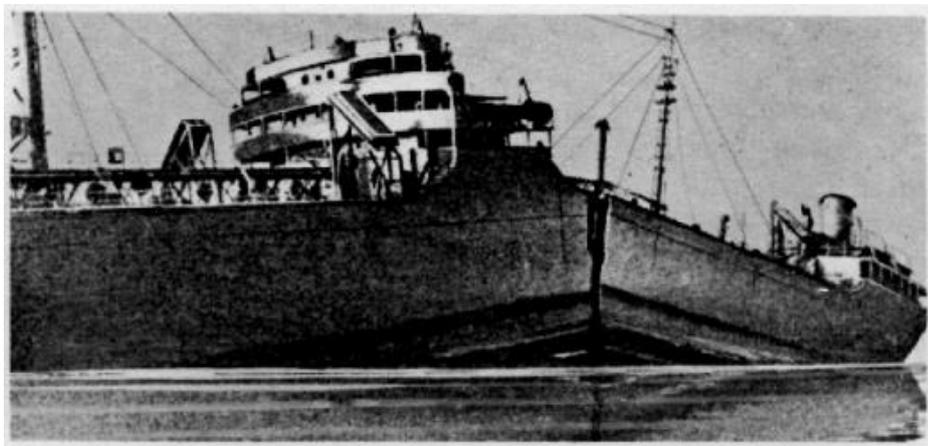
- Rottura degli assali della locomotiva (Francia, Versailles, 1842)



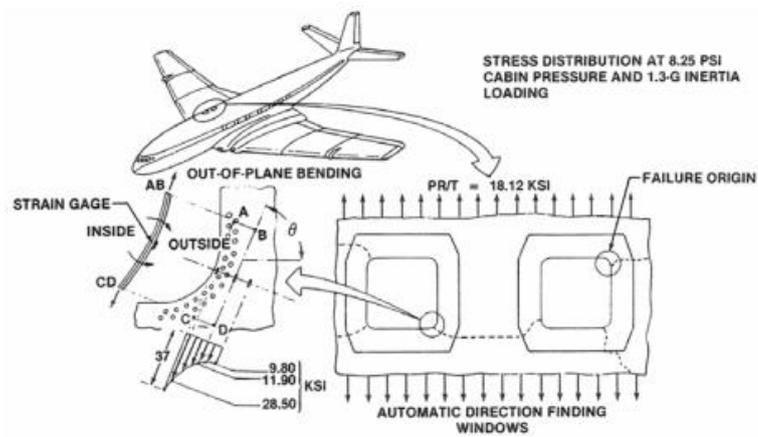
- Rottura di un serbatoio di melassa in pressione (Boston 1919)



- Rottura della petroliera Schenectady (Portland, Oregon, 1942)



- Rottura della cabina dell'aereo De Havilland Comet (1954)



- Rottura di un controvento della piattaforma petrolifera Alexander L. Kielland (Norvegia, 1980)



- Rottura fusoliera dell'aereo Aloha Airlines (1988)



- Rottura del ponte sul fiume Mississippi (Minneapolis, 2007)



- Rottura dell'asse di un convoglio ferroviario (Viareggio, 2009)



Nel campo della progettazione civile l'interesse per le rotture a fatica è più recente ed è oggi più che mai sentito poiché c'è la volontà di ottimizzare lo sfruttamento dei materiali, in parallelo con la realizzazione di strutture sempre più audaci (ponti di grande luce, grattacieli, torri, etc...), così che la problematica, da esclusiva delle componenti meccaniche, è approdata alle strutture civili.

1.2. I fattori principali della vita a fatica

Il parametro che caratterizza *la vita a fatica* di un elemento o di una struttura è il numero di cicli di carico prima che avvenga il collasso, mentre i parametri che la influenzano sono principalmente:

- l'intervallo di tensione ($\Delta\sigma$)
- la geometria
- il materiale
- l'ambiente di lavoro.

1.3. Aspetti microscopici e macroscopici della rottura a fatica

Nella maggior parte dei casi l'intensità delle forze esterne che costituiscono la storia di carico è tale per cui la singola applicazione non produce nessun danneggiamento apprezzabile. Ciò che causa la rottura per fatica è la sequenza di cambiamenti nella struttura del metallo a livello microscopico che conducono alla formazione di una cricca, un danno localizzato, che infine porta alla rottura.

La rottura si raggiunge nel seguente modo: **prima si ha l'enucleazione** della cricca a livello microscopico, cioè una fessurazione del materiale che ha luogo in una piccola parte del volume totale, in secondo luogo si ha la propagazione della cricca, sotto **l'azione della sollecitazione ciclica**, infine la rottura completa e improvvisa, quando la sezione residua ancora sana, non è più sufficiente per resistere alla sollecitazione ciclica.

L'aspetto *microscopico* più evidente di una frattura per fatica è la *striatura*, che non sempre è presente sulla superficie, ma che si genera su entrambe le superfici di frattura, in modo simmetrico, e appare come un piccolo avvallamento o ruga. La

cricca è la conseguenza della formazione di molte striature piccole e vicine tra loro che si formano in corrispondenza della tensione di picco. Sfortunatamente le striature non sono sempre visibili sulla superficie di frattura per fatica e talvolta possono essere confuse con la struttura lamellare di alcuni metalli. Attenti studi al microscopio **elettronico** hanno rivelato che l'orientamento delle lamelle varia casualmente da punto a punto, mentre le striature sono concentriche intorno all'origine della microcricca.

Osservando una frattura a livello *macroscopico* l'origine della rottura si trova **solitamente nella parte non deformata, poiché l'innesco** di una cricca non richiede uno stress troppo elevato e comunque nella parte in trazione.

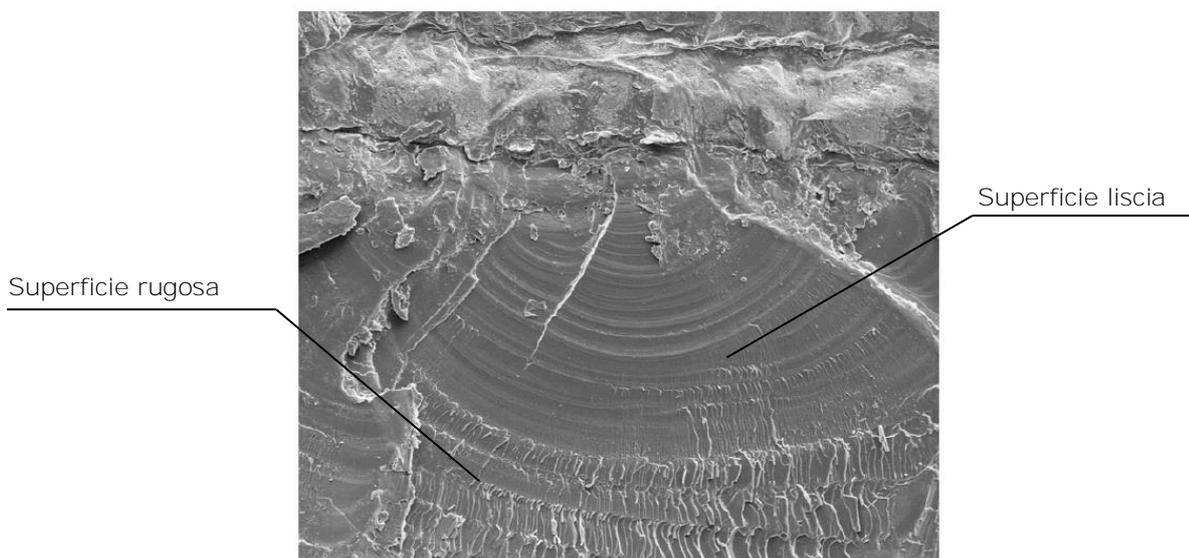


Fig.1.1, Ingrandimento al microscopio delle linee di spiaggia rispetto il punto di innesco della cricca.

Se prendiamo una sezione di un componente rotto a fatica si distinguono chiaramente due aree di zone molto diverse tra loro (vedi **Fig.1.1**): la prima, dovuta al progressivo sviluppo della cricca, appare liscia e sono evidenti delle linee dette di spiaggia con andamento concentrico rispetto al punto di innesco della cricca; la seconda, dovuta alla frattura di schianto, è rugosa e irregolare ed è molto simile alla superficie di frattura di un materiale fragile.

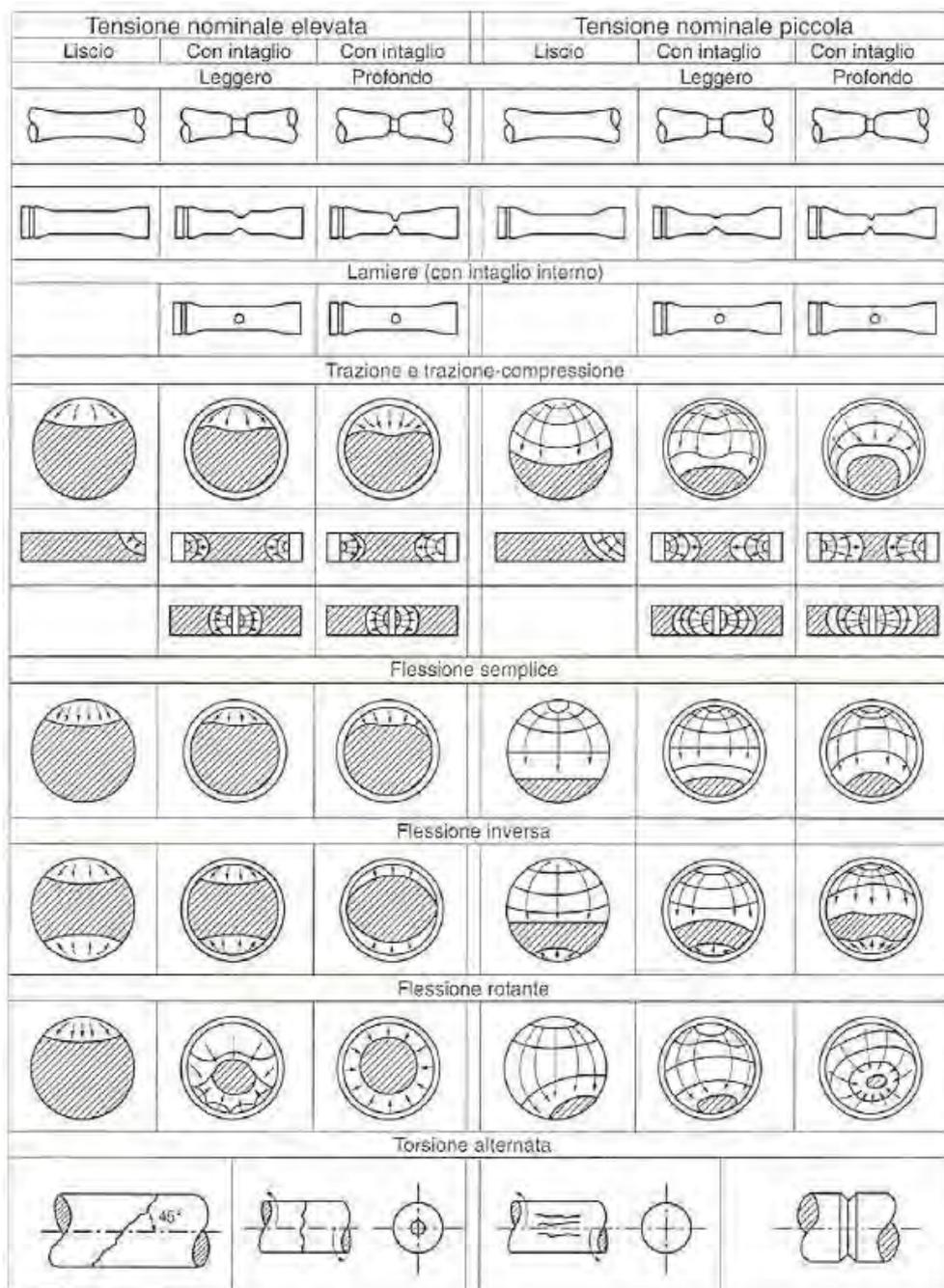


Fig.1.2, tipologie di sollecitazione del provino.

Come si vede dalla **Fig.1.2** le tipologie di propagazione della zona liscia sono in relazione al tipo di sollecitazione subita dall'elemento.

Le principali tipologie di sollecitazione sono:

- Trazione (o trazione-comprensione)
- Flessione semplice
- Flessione rotante
- Torsione alternata

1.4. Diagramma di Wöhler

Il diagramma di Wöhler è un grafico, ideato dal tedesco Wöhler nel 1800, costruito su base statistica, che mette in relazione il numero di cicli (N), che i provini hanno **sopportato prima della rottura**, con la **tensione sollecitante sull'elemento** (i provini erano assali ferroviari). Wöhler aveva individuato che il numero di cicli a rottura che sopportava il pezzo dipendeva **dall'ampiezza della tensione**.

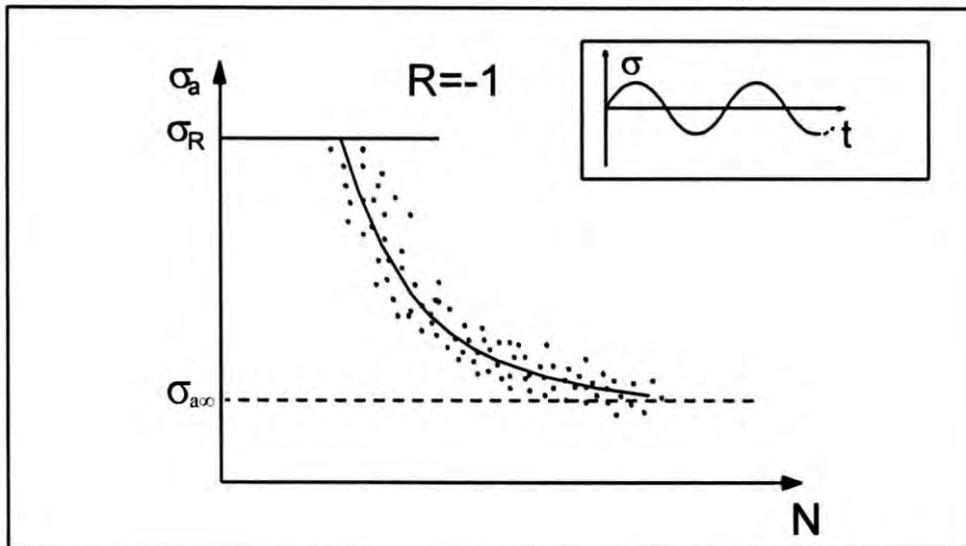


Fig.1.3, Diagramma di Wöhler in coordinate non logaritmiche.

Inizialmente si era data importanza alla sollecitazione σ_{max} , poi è subentrata σ_a ed infine $\Delta\sigma$, ma il diagramma riportato fa riferimento a σ_a in funzione del numero di cicli N , poiché si sta trattando la rottura per fatica, se invece ci si occupasse di meccanica della frattura si sostituirebbe σ_a con $\Delta\sigma$. Osservando il diagramma di Wöhler si nota che pur rimanendo al di sotto della tensione di rottura (σ_R) il materiale giunge a **rottura in un numero sempre minore di cicli all'aumentare della tensione sollecitante** (σ_{max} o σ_a) (vedi **Fig.1.3**).

Riesaminando il diagramma di Wöhler riferito ad un provino di sezione costante con sollecitazione mono-assiale, si suppone di avere un carico variabile con legge armonica (i.e. un ciclo di carico alterno simmetrico con $\sigma_m = 0$, come si in alto a destra della **Fig.1.3**) ed un rapporto di sollecitazione $R = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} = -1$, il diagramma di Wöhler che ne deriva è il seguente:

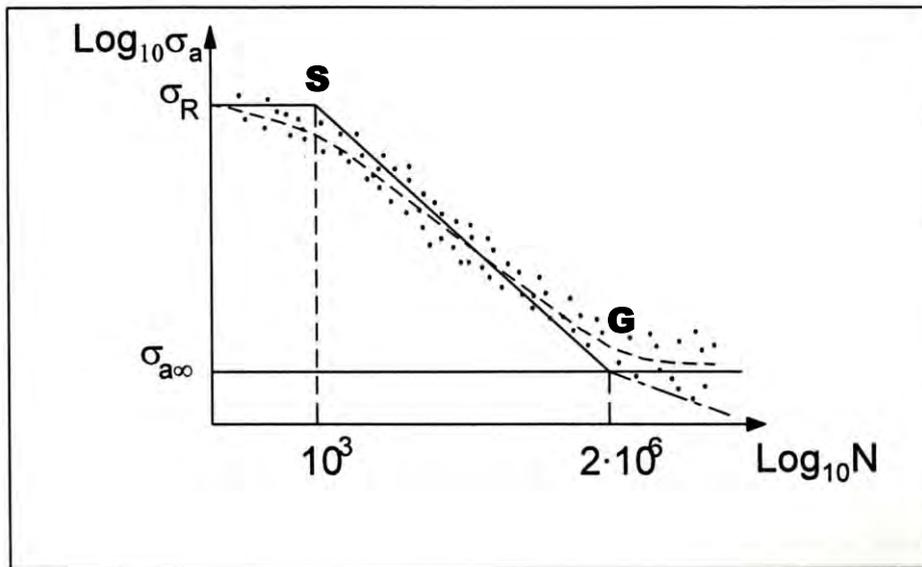


Fig.1.4, Diagramma di Wöhler in coordinate bi-logaritmiche.

È da notare che i risultati sono riportati in un grafico in scala bi-logaritmica e la curva è limitata superiormente da σ_a per cui se il materiale raggiunge il carico di rottura, quindi se il carico massimo σ_{max} arriva a tale valore, il pezzo si rompe staticamente. Per alcuni materiali esiste il limite di fatica $\sigma_{a\infty}$, sotto il quale si può teoricamente sollecitare per un numero infinito di volte il pezzo e non si dovrebbe rompere, mentre per ampiezze superiori si avrà rottura per un numero di cicli tanto più basso quanto maggiore è la σ_a . L'asintoto è denominato *limite di vita a fatica infinita* ($\sigma_{a\infty}$) e per gli acciai si raggiunge per un numero di cicli pari a $2 \cdot 10^6$ cicli, nonostante la dispersione statistica dei dati.

Questo diagramma (vedi **Fig.1.4**) non è semplice da utilizzare a causa dell'andamento non lineare dell'andamento reale (curva tratterggiata), per questo motivo la curva è stata semplificata con una spezzata di retta (curva continua). Si è cercato dunque di fornire una formulazione matematica per la curva che interpola i dati sperimentali, che è stata individuata nell'espressione:

$$N \cdot \sigma_a^k = \text{costante}$$

I valori tipici della pendenza di k per acciai e leghe leggere sono:

- $k = 8 \div 10$ per provini lisci (lucidati);
- $k = 3 \div 4$ per provini intagliati (fori, saldature, ecc...)

Il valore di k , essendo indicativo della pendenza della retta tra il punto di rottura statica e il limite di fatica a $2 \cdot 10^6$ cicli, è molto importante per il calcolo della vita residua di un componente meccanico sottoposto a sforzi ciclici. Più il valore di k è alto

più la pendenza sarà bassa, e quindi il limite di fatica verrà raggiunto a un numero di cicli più elevato e di conseguenza si allungherà il tempo necessario a un materiale per arrivare a rottura. E questa trattazione vale solo per la parte di curva compresa tra i punti SG.

Il diagramma è formato da una spezzata composta da tre parti: una prima parte orizzontale, un tratto inclinato SG e un'ultima parte orizzontale. Al variare del materiale variano i parametri significativi della curva di Wöhler: il punto G, il punto S e la pendenza della curva. Il punto scelto per $N = 2 \cdot 10^6$ cicli prende il nome di ginocchio, e coincide con il punto G (solitamente le normative prendono a riferimento a tale punto). La prima parte del grafico, cioè il primo tratto orizzontale, simboleggia la **fatica oligociclica**: strutture soggette ad un basso numero di cicli con livello di tensione molto elevato; la seconda parte della curva, la parte inclinata è, come appena menzionato, la zona in cui si rileva una sorta di proporzionalità diretta tra **tensione e numero di cicli**; la **terza parte**, cioè l'andamento della curva dopo il punto G, rappresenta la differenza più significativa, per alcuni materiali la retta continua a decrescere (con pendenze minori) mentre altri materiali non presentano limite a fatica e quindi il tratto continua orizzontalmente (quest'ultimo comportamento è tipico delle leghe leggere) e questa parte è la zona di **vita a fatica infinita**.

1.4.1. Progettazione a fatica

Effetto della dispersione dei risultati: curve di Wöhler medie e caratteristiche.

Per determinare le curve di Wöhler è necessario fare delle prove sperimentali, i cui risultati sono poi riportati in un diagramma bi-logaritmico, che formano una nube attorno alla curva media (vedi **Fig.1.5**).

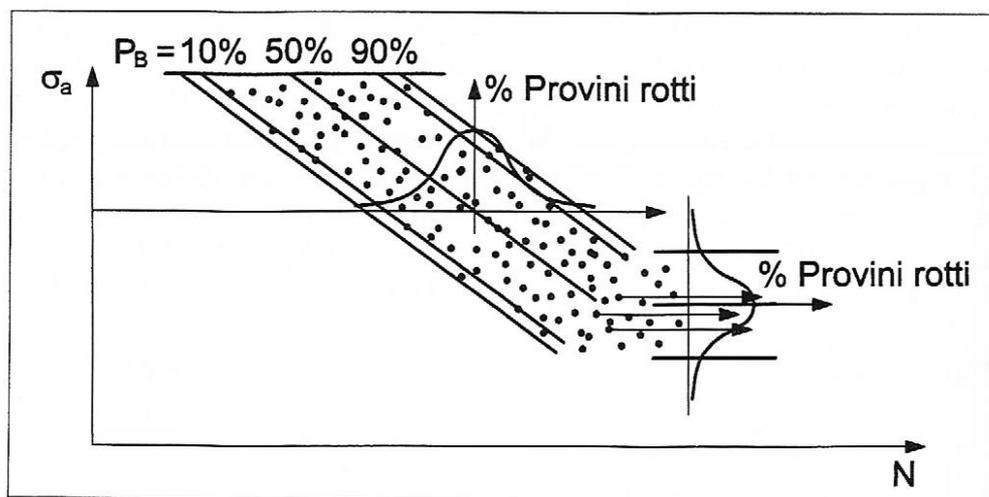


Fig.1.5, Effetto della dispersione dei risultati delle curve di Wöhler.

Nella realtà, provini uguali possono avere, a parità di σ_a , vite a fatica molto diverse. Prendere come riferimento la curva media equivale a dire che il 50% dei pezzi potrebbe rompersi prima di aver raggiunto la vita a fatica stabilita e quindi non sarebbe corretto.

La situazione è ancora più grave nella zona a vita infinita, nella quale, come si vede dal diagramma a destra, le frecce mostrano l'esistenza di pezzi che non si sono rotti per quelle determinate σ_a . Quindi non è corretto parlare di curva di Wöhler: bisogna parlare di una banda di dispersione dei risultati, all'interno della quale è possibile calcolare le curve di Wöhler corrispondenti a diverse probabilità di sopravvivenza o di rottura.

- Primo Modo: fa riferimento alla progettazione B-10 (curva caratteristica $P_{B\ 10\%}$), cioè si assume una probabilità di rottura del pezzo pari al 10%; questi valori vengono poi corretti con opportuni coefficienti, giungendo a una curva caratteristica chiamata P_C . Nella realtà non si hanno code dei grafici che vanno ad infinito, bensì code tronche, che rappresentano distribuzioni più realistiche della gaussiana (es. la Weibull). Nella realtà applicativa perciò è più comodo far riferimento a un campo limitato di distribuzione (probabilità di sopravvivenza dal 90% al 10%) e poi passare a una curva più cautelativa con i coefficienti di sicurezza per cui sono divisi i valori di tensione; tale coefficiente per acciai e leghe è assunto solitamente pari a 4/3. Poiché si è su scala logaritmica la divisione per una costante equivale ad una traslazione della curva parallelamente all'asse delle ordinate. Questo metodo è molto usato in campo automobilistico.
- Secondo Modo: in altri campi applicativi, come ad esempio le strutture in acciaio, per cautelarsi da possibili rotture per via dei valori di resistenza a fatica scelti,

oltre alla tecnica sopra citata, è anche utilizzata la procedura di definire una curva caratteristica più cautelativa (curva caratteristica $P_{B\ 2,25\%}$): presa la curva caratteristica del 50%, si tolgono due scarti quadratici, cioè la curva del 97,75% di probabilità di sopravvivenza (o del 2,25% di probabilità di rottura). La curva caratteristica utilizzata per la progettazione è dunque la $P_S = 97,75\%$ corrispondente a una curva media di deviazione standard (vedi **Fig.1.6**).

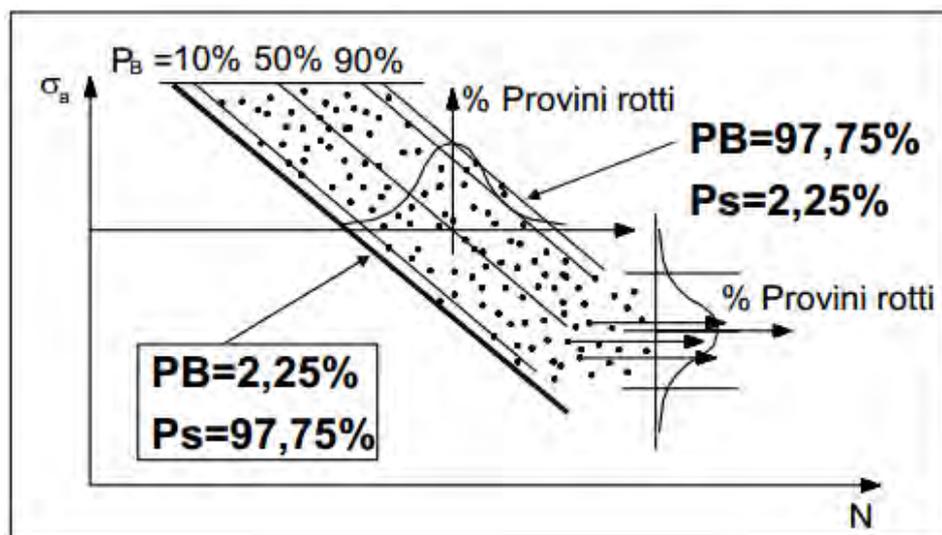


Fig.1.6, Curva caratteristica a partire dall'effetto di dispersione delle curve di Wöhler.

I due modi danno risultati pressoché identici, per leghe e acciai.

- Terzo Modo: nel caso in cui si conosca solo la curva di Wöhler al 50% di probabilità di sopravvivenza allora una stima della curva caratteristica da utilizzare per la progettazione si può ottenere dividendo le σ della curva al 50% per $1,6 = \frac{4}{3}\sqrt{1,5}$.

1.5. Diagrammi di sicurezza

Rispetto alle curve di Wöhler, ciascuna delle quali, per uno stesso materiale, è relativa ad un solo schema di sollecitazione, i diagrammi di sicurezza (detti anche diagrammi di durata) presentano delle curve che delimitano le zone di "vita sicura" di un materiale nelle diverse condizioni di sollecitazione.

Per rappresentare in forma globale le durate si possono considerare tre tipi di diagrammi:

- diagramma di Goodman-Smith nel quale le tensioni massima σ_{max} e minima σ_{min} sono in funzione della tensione media σ_m ;

- **diagramma di Haigh** nel quale l'ampiezza σ_a corrispondente al limite di fatica σ_{LF} o σ_a' corrispondente alla resistenza a fatica, sono in funzione della tensione media σ_m .

1.5.1. Diagramma di Haigh

Il diagramma di Haigh è un diagramma di sicurezza in cui viene delimitata la zona di vita sicura di un materiale, fissato il numero di cicli N a cui è sottoposto l'elemento. Si potrebbe fare un diagramma di Wöhler per ogni valore di σ_m o R , però risulterebbe meno oneroso e **più utile un diagramma che mostri l'indipendenza di σ_a e σ_m per $N = cost$** ; mentre il diagramma di Wohler è costruito mantenendo costante σ_m o R . Uno dei vantaggi è di poter ottenere la σ_a , nota σ_m , poiché l'ampiezza della tensione alternata è in funzione della tensione media.

Sull'asse delle ascisse viene indicato il carico di rottura a trazione (σ_R), quello limite di compressione (σ_c) e la tensione media (σ_m), mentre sull'asse delle ordinate è indicata l'ampiezza di sollecitazione (σ_a). Operativamente si tratta di calcolare la tensione media, entrare nel grafico fino ad incontrare la curva e leggere il corrispondente valore dell'ampiezza della tensione alternata, ammessa per quel dato valore della tensione media.

Si può notare che la curva non è simmetrica rispetto all'asse delle ordinate e questo perché lo sforzo di compressione ostacola l'apertura delle cricche.

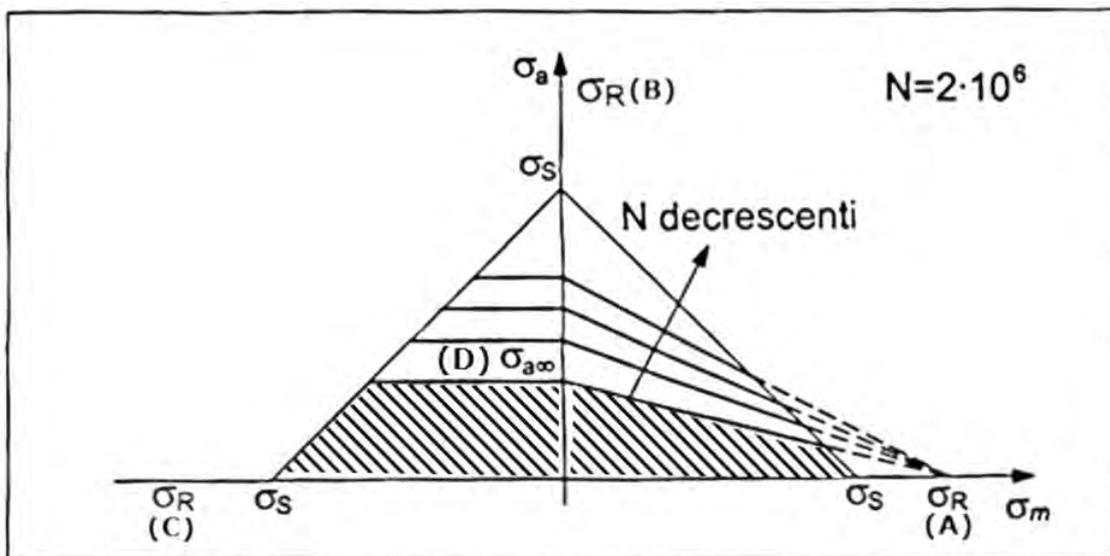


Fig.1.7, Diagramma di Haigh al variare del numero di cicli (N).

Quando $\sigma_m = \sigma_R$ o $\sigma_a = \sigma_R$ si giunge a rottura statica, quindi non ha senso parlare di fatica, e si ottengono i punti (A), (B) e (C) della **Fig.1.7**.

Per $N_0 = 2 \cdot 10^6$ e $\sigma_m = 0$ ($R = 1$) si è visto che $\sigma_{a\infty} = 0,35 \div 0,60 \sigma_R$ per cui si ottiene così il punto (D), usualmente il coefficiente che si sceglie è 0,5 se il materiale è acciaio.

Nella realtà facendo le prove a fatica con provette lisce (per $0 \leq \sigma_m < \sigma_R$) si otterrebbe una distribuzione di punti ellittica tra il punto (A) e (D), ma risulta a **favore di sicurezza considerare l'interpolazione lineare tra i due punti**.

Per $\sigma_m < 0$, cioè per compressione, le cricche si propagano con maggiore difficoltà, quindi sarebbe troppo cautelativo procedere con una costruzione simmetrica, perciò si pensa che per $\sigma_m < 0$ la σ_{aR} sia la stessa di $\sigma_m = 0$ e quindi equivale a disegnare una semiretta orizzontale (vedi **Fig.1.7**).

È possibile costruire il diagramma di Haigh per $N_0 \neq 2 \cdot 10^6$ purché sia nota la resistenza a fatica per quel numero di cicli. È immediato notare che al diminuire del numero di cicli aumenta il valore di σ_{aR} e quindi assumerà l'andamento che si vede in Errore. L'origine riferimento non è stata trovata. . Quando si conosce solo σ_R del materiale, l'unico diagramma che si può abbozzare è il diagramma di Haigh per $N_0 = 2 \cdot 10^6$ che significa compiere la verifica a vita infinita per gli acciai (nel caso di $\sigma_a = cost$).

1.5.2. *Diagramma di Goodman-Smith*

Il diagramma di Goodman-Smith è **anch'esso** un diagramma di sicurezza in cui viene delimitata la zona di vita sicura di un materiale, fissato il numero di cicli N , esprime il valore di σ_a in funzione di σ_m . In questo caso però tale relazione è rappresentata attraverso la tensione massima e minima in funzione della tensione media portando il provino in esame alla rottura con un numero prestabilito di cicli N .

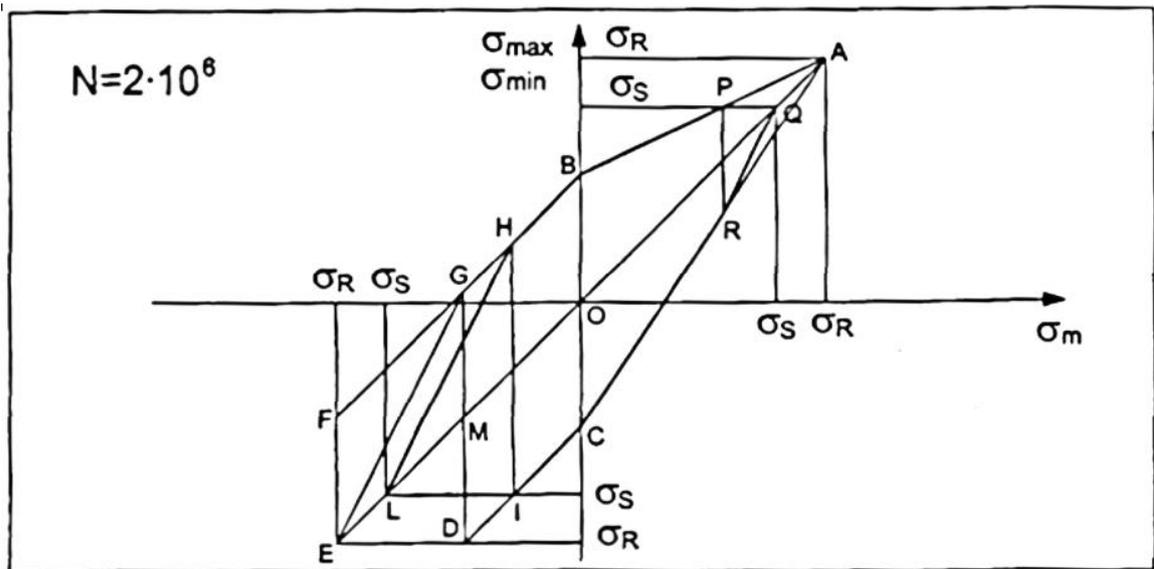


Fig.1.8, Diagramma di Goodman-Smith.

Procediamo nella costruzione del diagramma per $N_0 = 2 \cdot 10^6$ cicli.

Per $\sigma_m = \sigma_R$ e quindi $\sigma_a = 0$ deve essere $\sigma_{max} = \sigma_m = \sigma_{min}$ quindi $\sigma_{max} = \sigma_{min} = \sigma_R$ e si determinano così i punti (A) e (E).

Per $\sigma_m = 0$ e quindi $R = -1$, $\sigma_a = \sigma_{max} = \sigma_{min} = 0,35 \div 0,60 \sigma_R$, otterremo così i punti (B) e (C), congiungendo i punto (B) e (C) con (A), per ogni σ_m si ha il valore di σ_{max} e di σ_{min} .

Per $\sigma_m < 0$, come nel diagramma di Haigh, si assume $\sigma_a = cost.$ e si hanno così tre semirette parallele con origine rispettivamente in (B), (O) e (C) che devono essere troncate in corrispondenza del valore del carico statico di rottura.

Nella pratica è importante che il materiale non si deformi per cui si impone l'ulteriore limite σ_s andando ad individuare i punto (Q) e (L).

Infine poiché l'ampiezza della sollecitazione dev'essere costante dal punto (I) in poi, è necessario congiungere linearmente (L)-(H), analoghe considerazioni per (R)-(Q).

Si riporta di seguito il diagramma di Goodman-Smith con un tratteggio che evidenzia l'area in cui dovrà ricadere il punto affinché sia verificato.

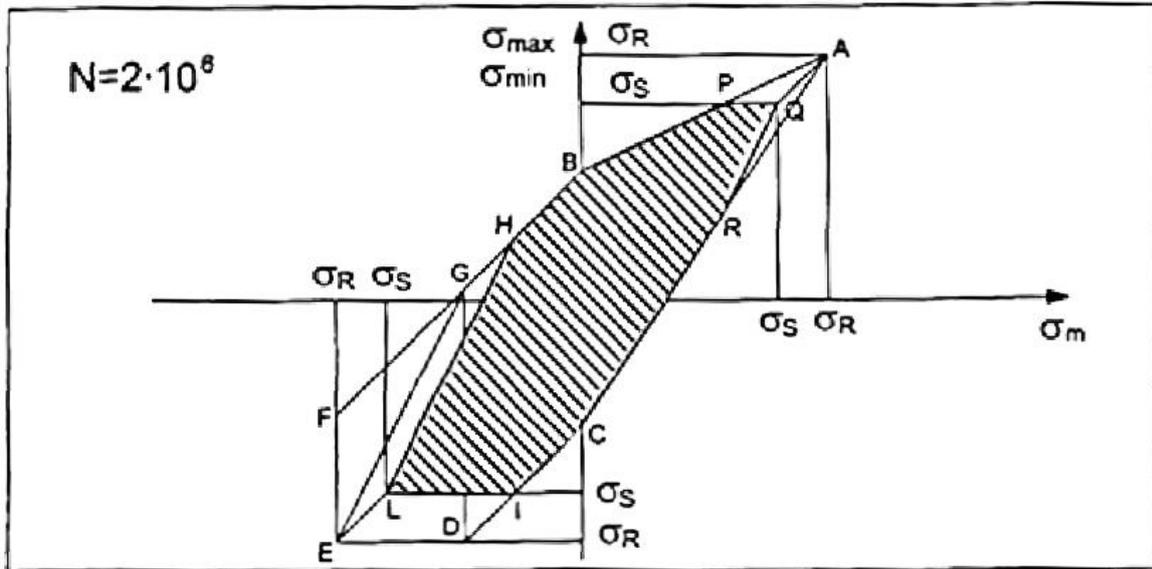


Fig.1.9, Diagramma di Goodman-Smith.

2. METODI DI PROGETTAZIONE

L'analisi a fatica può essere effettuata mediante l'applicazione di diversi metodi per la valutazione delle tensioni e del numero di cicli a rottura. Tali tecniche di indagine sono caratterizzate da un grado di raffinatezza differente a seconda della complessità del dettaglio considerato: è di primaria importanza lo studio dell'elemento strutturale oggetto di analisi, in particolare la geometria, e il comportamento del materiale in risposta al carico applicato. Deve essere individuata la metodologia di analisi più indicata allo scopo, onde evitare pericolose sottostime dei picchi tensionali (con conseguenti marcati errori nella previsione della vita a fatica) legate alla non accuratezza del metodo o alla relativa incapacità di cogliere il reale comportamento della zona di interesse. Si elencano di seguito in ordine crescente in funzione del grado di complessità, alcuni tra i più noti metodi di progettazione:

- Tensioni Nominali (Nominal Stress)
- Tensioni Strutturali (Structural Stress)
- Tensioni effettive di picco (Effective Notch Stress)
- LEFM (Linear Elastic Fracture Mechanics).

Si riporta di seguito un'immagine (vedi **Fig.2.1**) che riassume i metodi qui sopra elencanti e chiarisce la distribuzione delle tensioni approssimate/ipotizzate nei vari metodi.

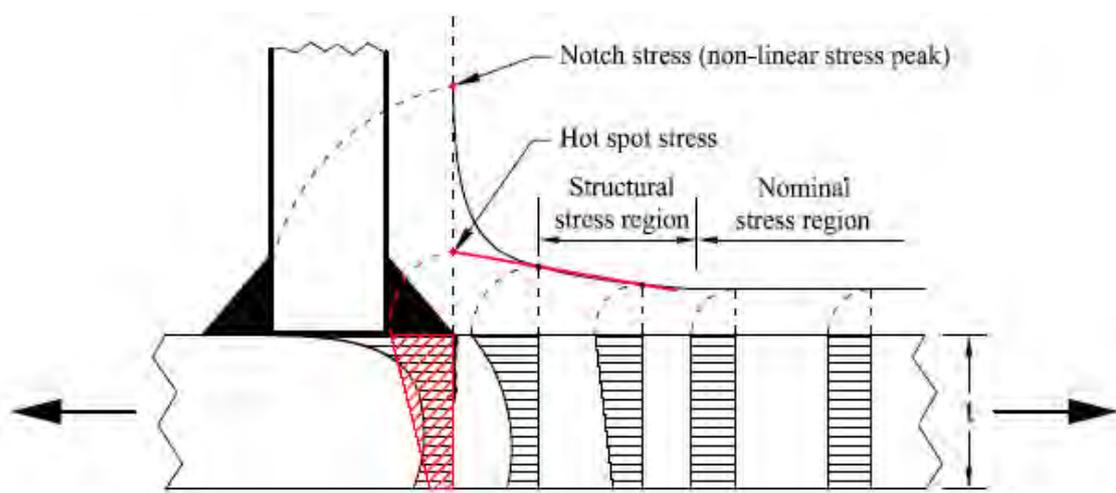


Fig.2.1, Distribuzione delle tensioni attraverso lo spessore del plate e sulla superficie vicino alla saldatura.

2.1. Metodo delle Tensioni Nominali

Le normative dedicate al progetto a fatica di strutture saldate si sono tradizionalmente affidate all'approccio di base denominato "Nominal Stress" (Tensione Nominale), in cui sono assegnati a diversi dettagli saldati dei valori di resistenza a fatica basati principalmente su test di laboratorio. Tali dettagli saldati sono stati poi raggruppati in classi contraddistinte da valori simili di resistenza a fatica. La resistenza a fatica di uno specifico dettaglio può essere valutata selezionando la curva S-N adatta, che tipicamente è associata statisticamente alla probabilità di rottura a fatica del 2,25% (vedi **cap.1.4.1**) e garantisce l'adeguato coefficiente di sicurezza per il dettaglio considerato.

Le curve S-N, tracciate su diagrammi bi-logaritmici, illustrano il comportamento usuale a fatica di una struttura soggetta a un carico ciclico: tipicamente correlano l'intervallo di tensione alternata **S applicato al dettaglio in esame con il numero di cicli N** che tale dettaglio è in grado di sopportare, a quel determinato livello tensionale, prima che sopravvenga la rottura per fatica. Esse hanno andamento decrescente, a conferma del fenomeno generale di riduzione della vita a fatica per incrementi di tensioni applicate. Tali curve includono una serie di fattori che incidono sulla resistenza a fatica quali: la concentrazione locale di tensioni, le imperfezioni della saldatura legate al processo di esecuzione, le tensioni residue associate ed eventuali disallineamenti assiali o angolari tra i componenti del dettaglio entro specifiche tolleranze (questi ultimi generano componenti tensionali aggiuntive di tipo flessionale). **Un'attenzione particolare deve essere rivolta alla determinazione delle componenti tensionali di rilievo e della loro direzione, poiché esse influenzano il comportamento del dettaglio e di conseguenza la resistenza a fatica.** Tuttavia, i dettagli contenuti nelle normative di progetto generalmente non includono gli effetti macro-geometrici quali: la forma del dettaglio di interesse, la posizione di eventuali irrigidimenti e lo spessore dell'elemento; né gli effetti locali come la forma della saldatura e la presenza di eventuali carichi concentrati, che possono far variare significativamente i campi tensionali. Tali effetti possono essere tenuti in considerazione con delle modifiche al presente approccio, le quali saranno oggetto delle metodologie illustrate nei paragrafi successivi.

L'International Institute of Welding (IIW) e l'Eurocodice 3 parte 1.9 definiscono 14 classi per i dettagli saldati, contraddistinte dalla dicitura FAT seguita da un numero che corrisponde all'intervallo di tensione ammissibile (in MPa) compatibile con una rottura a fatica per $N=2 \cdot 10^6$ cicli. La classe di fatica più alta, FAT 160, è riservata ai dettagli non saldati, la curva S-N ad essa associata ha pendenza più

bassa in quanto la vita a fatica di componenti non saldati presenta una significativa fase primaria di inizio della cricca. Per i dettagli strutturali, per i quali domina invece la fase di propagazione della cricca sulla vita totale a fatica, è stato dimostrato che le curve S-N con pendenza maggiore si adattano meglio ai dati sperimentali ottenuti dai test. Le curve S-N presentano delle variazioni di pendenza in corrispondenza a livelli di tensione associati a un numero di cicli che varia a seconda della normativa adottata.

Dal punto di vista del progettista, il metodo delle tensioni nominali costituisce la via più semplice per valutare la resistenza a fatica di una struttura. Hobbacher definisce la tensione nominale come la tensione media nella sezione di interesse. Per esempio, **le tensioni normali σ in una saldatura con altezza di gola a e lunghezza L , sollecitata dalla corrispondente forza F , sono:**

$$\sigma = \frac{F}{aL}$$

Sfortunatamente, le normative attinenti al tema della fatica forniscono delle tabelle che contengono solo i dettagli più tipici. Molti dettagli strutturali sono ignorati e privi di una classificazione a fatica. Peraltro le strutture realizzate sono spesso così geometricamente complesse che il calcolo della tensione nominale risulta difficile o persino impossibile. Inoltre i vincoli e le direzioni di carico effettivi possono differire **da quelli previsti dalla normativa, rendendo il metodo inapplicabile.** L'approccio **Nominal Stress** ha l'ulteriore svantaggio di ignorare le reali variazioni dimensionali di uno specifico dettaglio strutturale, come per esempio la variazione della dimensione dell'irrigidimento longitudinale saldato a un piatto di base.

L'analisi a fatica basata sulla Nominal Stress può essere effettuata nei casi in cui la struttura comprende dettagli semplici standardizzati e dove la qualità della saldatura è uniforme. Nello spirito del metodo è peraltro doveroso porre attenzione **nell'assicurare che** le concentrazioni di tensione siano escluse dal calcolo delle tensioni nominali. In casi più complessi, dove è richiesto un maggior dettaglio **d'indagine, può non essere semplice definire correttamente le forze in gioco,** eventuali geometrie articolate possono condurre ad approssimazioni spesso non **tollerabili nel calcolo della tensione nominale.** Tutto ciò suggerisce l'utilizzo di metodi più sofisticati, che richiedono la creazione di un modello agli elementi finiti: esso può tenere conto della reale macro-geometria del dettaglio e della geometria a livello **locale (il tipo di saldatura, il relativo raggio di curvatura...), nonché delle** concentrazioni tensionali al piede della saldatura. Il modello può essere più o meno complesso e con una mesh da progettare per il singolo caso, allo scopo di cogliere

adeguatamente i gradienti tensionali di interesse. Metodi più sofisticati sono illustrati di seguito.

2.2. Metodo delle Tensioni Strutturali (Hot Spot)

Come si evince dal paragrafo precedente, il metodo Nominal Stress spesso risulta inadeguato nella determinazione delle tensioni richieste per il calcolo della vita a fatica dei dettagli saldati a causa dei limiti che esso presenta, nel cogliere in modo appropriato una moltitudine di effetti di natura geometrica e strutturale, sia a livello macroscopico che locale, che incidono fortemente sulla resistenza a fatica. Per ovviare a tale inconveniente sono stati avanzati negli anni altre metodologie di calcolo delle tensioni, che meglio indagano sul reale comportamento del dettaglio in esame. Si procede di seguito all'illustrazione di tali metodi e al confronto di questi ultimi con quello del Nominal Stress.

Il Nominal Stress si colloca tra gli approcci *globali* per la valutazione della resistenza a fatica, calcolata considerando le tensioni nominali ricavate nella sezione critica in esame, sotto l'ipotesi di una distribuzione di tensione costante (o al più linearizzata) e di tensioni nominali legate a fenomeni globali come un pieno snervamento del materiale o la totale frattura del provino.

Altri approcci per la valutazione della resistenza a fatica sono stati affiancati negli ultimi decenni al Nominal Stress: essi sono definiti *locali* poiché usano parametri di tensione e deformazione locali, cioè considerando i processi di danneggiamento del materiale a fatica. Tra questi si annoverano: il *Notch Stress Approach* e il *Notch Strain Approach*, che considerano la fase primaria del fenomeno della frattura, ovvero l'inizio della cricca, studiando tensioni e deformazioni alla radice della saldatura; il *Crack Propagation Approach*, che considera invece l'evoluzione ciclica della cricca fino alla frattura finale. Alcune di queste metodologie saranno espone più dettagliatamente nei paragrafi successivi.

Un approccio che si propone come collegamento tra i concetti *globale* e *locale* è il cosiddetto **Structural Stress Approach** (detto anche in alcune applicazioni Geometric Stress Approach), di cui fa parte una specifica applicazione denominata **Hot Spot Approach** (dove l'espressione Hot Spot sta a individuare un punto critico della struttura, soggetta a rottura per fatica dovuta a effetti macro-geometrici o di intaglio). Storicamente, l'Hot Spot o Structural Stress Approach fu inizialmente sviluppato per l'analisi a fatica di giunti tubolari saldati nelle strutture offshore, nei

primi anni '90. Le corrispondenti normative di progetto a fatica furono pubblicate negli anni a seguire da diversi istituti, tra cui l'American Petroleum Institute (API), l'American Welding Society (AWS), Det Norske Veritas (DNV), l'International Institute of Welding (IIW), l'American Society of Mechanical Engineers (ASME). Ci fu presto una domanda crescente per l'estensione di questo approccio a strutture costituite principalmente da piatti e la prima norma generale di progetto a includere lo Structural Stress Approach in questo senso fu la versione provvisoria dell'EC3. Tale documento tuttavia forniva scarse indicazioni in merito, perciò si giunse nel 2001 alla pubblicazione da parte dell'International Institute of Welding (IIW) di una guida ai progettisti per l'utilizzo dello Structural-Hot Spot Stress Approach per l'analisi a fatica di piatti saldati, che forniva altresì istruzioni ed esempi sull'uso appropriato dell'analisi agli elementi finiti applicata alla valutazione della vita a fatica.

Il principale vantaggio dello Structural - Hot Spot Stress Approach risiede nella **possibilità di ovviare alle carenze precedentemente esposte derivanti dall'applicazione del Nominal Stress Approach** ed è inoltre meno esigente da un punto di vista computazionale rispetto agli approcci locali. Lo Structural Stress ha il pregio di prendere in considerazione gli effetti lineari legati alla macro-geometria e al conseguente incremento tensionale dovuto alla configurazione strutturale del dettaglio nel punto di potenziale inizio della cricca, escludendo però il picco locale di **tensione non lineare causato dall'intaglio al piede della saldatura**. Per quanto riguarda la saldatura, non conoscendone spesso **la geometria in sede di progetto**, l'effetto di intaglio ad essa associato è generalmente incluso nelle curve S-N per l'Hot Spot, dove è tenuto in conto attribuendo al dettaglio una classe di fatica inferiore. Le curve S-N per l'Hot Spot coincidono di fatto con quelle per il Nominal Stress e sono utilizzate per la valutazione a fatica sulla base delle tensioni Hot Spot calcolate riferendosi a una specifica curva S-N o a una classe di fatica come indicato dalle **normative**. **Allo stato attuale, l'IIW prevede due curve S-N per le saldature a cordone d'angolo, FAT 90 e FAT 100**, a seconda che la saldatura sia di tipo load carrying o non-load carrying (ovvero direttamente o indirettamente interessata dal flusso di tensioni).

Le cricche a fatica nascono tipicamente in corrispondenza di discontinuità strutturali, quali le saldature nel caso in esame. Questo genere di incremento di tensione nelle strutture saldate può essere dovuto al metallo della saldatura nel caso di saldature di testa o a qualche tipo di irrigidimento. Le cricche tendono a propagarsi nel metallo base **e, in taluni casi, anche all'interno del metallo della saldatura**. La direzione di propagazione della cricca è generalmente perpendicolare alla massima tensione principale. In **Fig.2.2** sono presentati diversi tipi di dettagli saldati. Nei

dettagli a), b), c) e d) le cricche nascono al piede della saldatura e si propagano nel piatto di base (Hot spot di tipo a)); nei dettagli da f) a j) invece esse si generano alla radice della saldatura (Hot Spot di tipo b)). La rottura alla radice è principalmente **causata da un'inadeguata** dimensione della saldatura, tipicamente nei casi di **saldature a cordone d'angolo di tipo load carrying** (cioè quelle soggette direttamente al flusso di tensioni generate dal carico): tale tipo di rottura è da scongiurare attentamente in quanto è difficile controllare la qualità della saldatura alla radice, la quale peraltro non appare a un'ispezione visiva e può pertanto nascondere una possibile cricca.

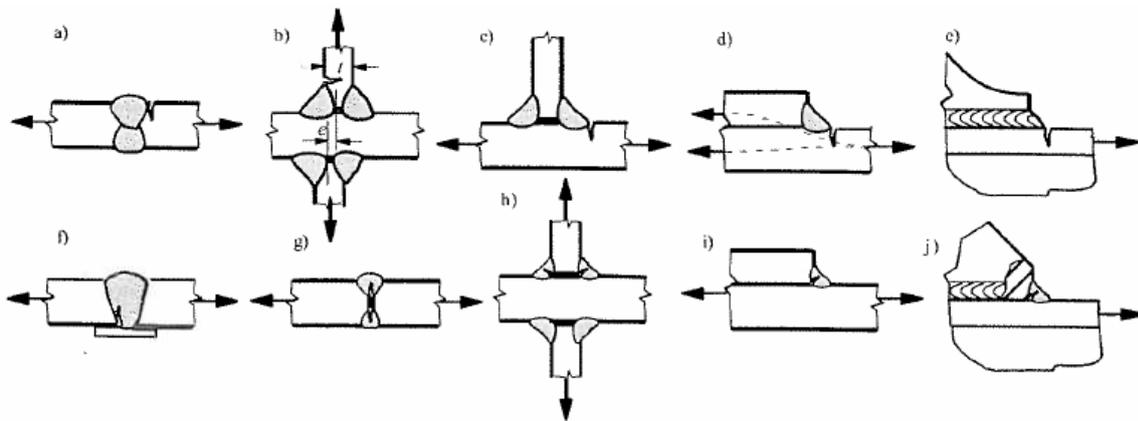


Fig.2.2, Localizzazione delle zone di cricca.

Lo Structural Hot Spot Stress è, nella sua definizione più generale, una distribuzione di tensioni lineare nella sezione trasversale del piano di frattura. Essa costituisce un valore di tensione fittizio, poiché (come dimostrato da Radaj) in strutture formate da piatti o gusci, corrisponde alla somma di due distinte componenti tensionali, quella membranale e quella flessionale rilevate al piede della saldatura, che possono essere determinate o per estrapolazione superficiale nella zona antistante la saldatura (*Surface Stress Extrapolation – SSE*) o per linearizzazione nello spessore (*Through Thickness at the Weld Toe – TTWT*). Queste componenti di tensione prendono in considerazione una serie di effetti che generano una concentrazione di tensioni

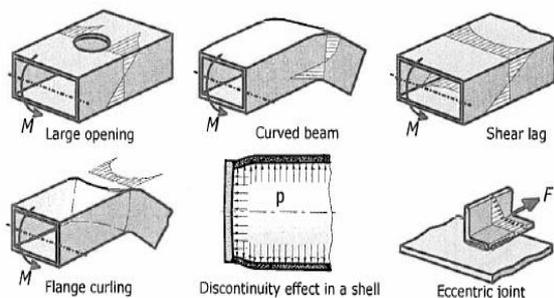


Fig.2.3, Esempi di effetti macro-geometrici.

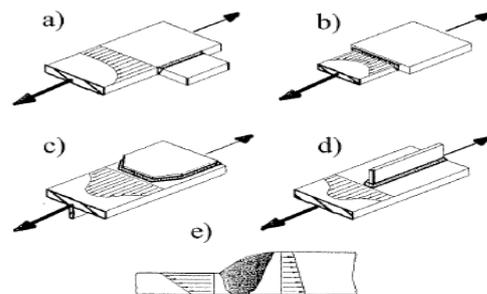


Fig.2.4, Andamenti tensionali in dettagli strutturali tipici.

dovuta alla macro-geometria del dettaglio (**Fig.2.3**) e sono sensibili anche alla presenza di discontinuità strutturali (**Fig.2.4**).

Le strutture costituite da piastre sono spesso così complesse che non è possibile localizzare su di esse un'unica zona di potenziale rottura a fatica. Le cricche possono generarsi alla superficie della piastra o al bordo. In generale, le cricche che nascono al piede della saldatura tendono a crescere lungo il piede nella direzione trasversale rispetto a quella del carico applicato: la direzione di propagazione è di fatto perpendicolare alla massima tensione principale. Alcune raccomandazioni da parte dell'IIW proposte da Hobbacher stabiliscono che: *"la tensione di Hot Spot è determinata a partire dalla tensione principale qualora la deviazione di quest'ultima rispetto alla direzione perpendicolare al cordone di saldatura non superi i 60°"* (vedi **Fig.2.5**).

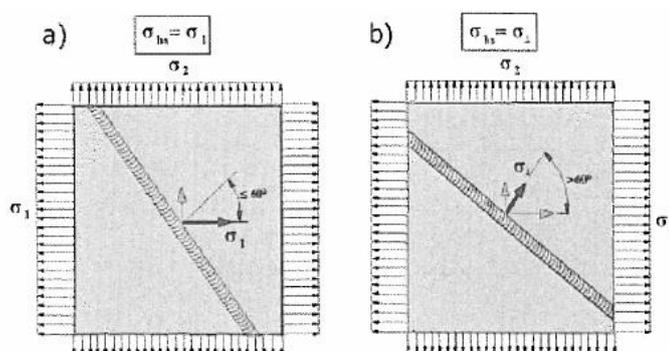


Fig.2.5, Tensione biassiale al piede della saldatura.

La tensione di Hot Spot è definita a partire dalle tensioni nominali includendo gli effetti succitati di concentrazione delle tensioni dovuti al dettaglio geometrico. Per questo motivo, l'Hot Spot stress è determinato a partire dalle tensioni nominali moltiplicandole per un coefficiente, definito anche Stress Concentration Factor (SCF), dipendente dalla geometria del dettaglio (ciò avviene tipicamente nel caso di semplici dettagli per i quali esistono già tabulati tali coefficienti derivanti da innumerevoli test sperimentali). In alternativa, è possibile ricavare la tensione di Hot Spot (o le relative deformazioni) tramite test sperimentali (mediante l'applicazione di strain gauges nei punti di interesse) o analisi agli elementi finiti, procedendo poi con l'estrapolazione lineare (o in taluni casi quadratica) delle tensioni sulla superficie o con la linearizzazione nello spessore.

Di seguito sono espone più chiaramente tali procedure implementate nell'analisi agli elementi finiti.

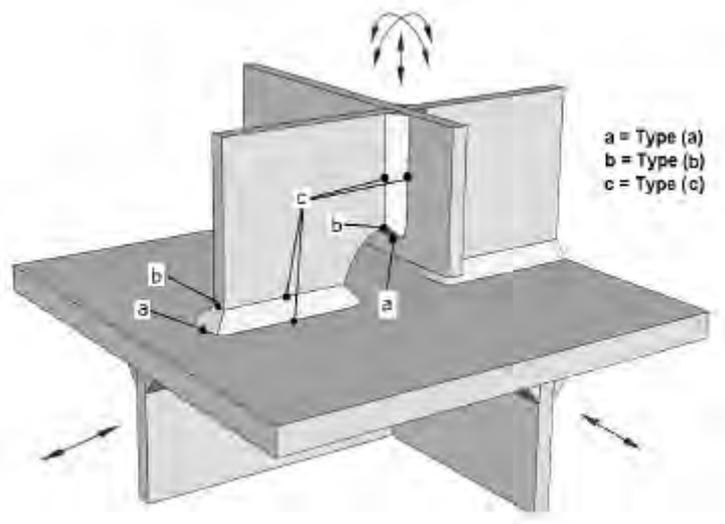
I tipi di Hot Spot Stress

Generalmente l'Hot Spot è il punto critico al piede della saldatura dove si innesca la cricca a fatica. Il metodo dell'Hot Spot si divide in due tipi (Niemi, 1995):

- Hot Spot di tipo a) è studiata la saldatura sulla superficie del piatto (plate)
- Hot Spot di tipo b) è studiata la saldatura sul bordo del piatto (plate)

In **Fig.2.2** a) - d) sono dettagli di saldatura che fanno parte dell'Hot Spot di tipo a) in cui si studia la saldatura sulla superficie del piatto. In **Fig.2.4** a) - b) sono due tipici dettagli dell'Hot Spot di tipo b) con irrigidimenti aventi saldature molto brevi e poste sullo spessore del plate principale. Le tipologie di Hot Spot a) e b) richiedono diversi punti di estrapolazione delle tensioni, la tipologia b) non dipende dallo spessore del plate.

In realtà esiste una terza tipologia di Hot Spot, quella di tipo c) che segue le stesse regole dell'Hot Spot di tipo a) solo che: nel tipo a) la tensione della piastra risulta parallela alla saldatura, nel tipo c) la tensione della piastra è ortogonale alla saldatura.



2.2.1. Surface Stress Extrapolation Method (SSE)

Questo metodo è previsto dalle raccomandazioni dell'IIW per la determinazione della Structural - Hot Spot Stress. In particolare, Niemi ha proposto distanze per la localizzazione dei punti critici pari a $0,4t$ e $1,0t$ a partire dal piede della saldatura, con t spessore del piatto di base (vedi **Fig.2.6**): viene pertanto rilevata la tensione in corrispondenza di tali punti e si procede all'interpolazione lineare (da cui la dicitura

LSE – Linear Surface Extrapolation) dei valori ottenuti, assumendo come tensione di Hot Spot caratteristica del dettaglio in esame, il valore letto sulla retta interpolante al piede della saldatura.

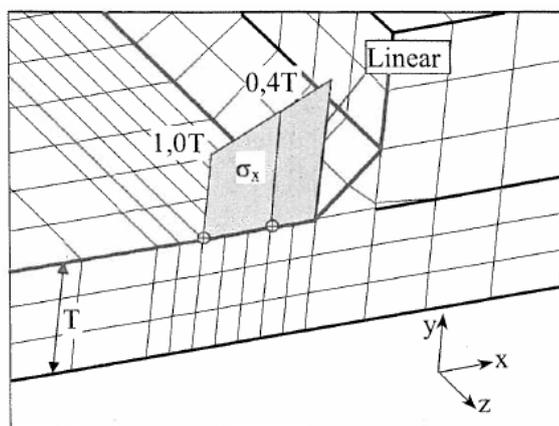


Fig.2.6, Estrapolazione lineare sulla superficie della piastra.

Per discretizzazioni più rade sono state proposte distanze pari a $0,5t$ e $1,5t$, che sembrano fornire risultati più attendibili; sono state selezionate al fine di essere il più possibile prossime al piede della saldatura, ma in ogni caso al di fuori della zona influenzata dalla singolarità introdotta dal cordone. È importante notare come tali distanze sono funzione dello spessore del piatto di base, un parametro che si dimostra essere peculiare nella vita a fatica dei dettagli saldati. Tale influenza sarà indagata in seguito.

Dalla **Fig.2.6** si può inoltre notare come sia opportuno prevedere un adeguato infittimento della mesh in prossimità del cordone di saldatura, allo scopo di cogliere opportunamente il gradiente tensionale in tale zona critica. La saldatura è stata rappresentata mediante elementi plate/shell, inclinati a 45° e con spessore pari **all'altezza di gola (a)** della saldatura. Vi sono altre metodologie di rappresentazione della saldatura, quali per esempio l'uso di rigid links colleganti i due piatti o l'adozione di uno spessore maggiore per la fila di elementi plate/shell del piatto di base a ridosso della saldatura (per simulare l'incremento di rigidità dovuto alla presenza della saldatura). In studi antecedenti si è dimostrato come tale differenziazione svolge un ruolo marginale nella determinazione della vita a fatica.

2.2.2. Through Thickness at the Weld Toe (TTWT)

Una seconda possibile procedura, per il calcolo della tensione di Hot Spot, prevede la determinazione delle tensioni all'interno dello spessore del piatto di base.

Tale metodo presenta il vantaggio di poter essere definito senza ambiguità, mentre per il SSE è necessario specificare: lo spessore, la densità della mesh adottata, nonché la scelta delle distanze di estrapolazione. Entrambe le procedure, tuttavia, dovrebbero restituire risultati del tutto simili, se non altro per strutture semplici costituite da piatti.

Il metodo TTWT prevede la determinazione di una distribuzione di tensioni $\sigma_x(y)$ direttamente al piede della saldatura (secondo Poutiainen e Marquis, vedi **Fig.2.7**). La tensione di Hot Spot è così calcolata mediante la seguente equazione, in cui vi è la somma delle componenti membranale e flessionale di tensione:

$$\sigma_{hs} = \sigma_m + \sigma_b$$

$$\sigma_m = \frac{1}{t} \int_0^T \sigma_x(y) dy$$

$$\sigma_b = \frac{6}{t^2} \int_0^T \sigma_x(y) \left(\frac{t}{2} - y\right) dy$$

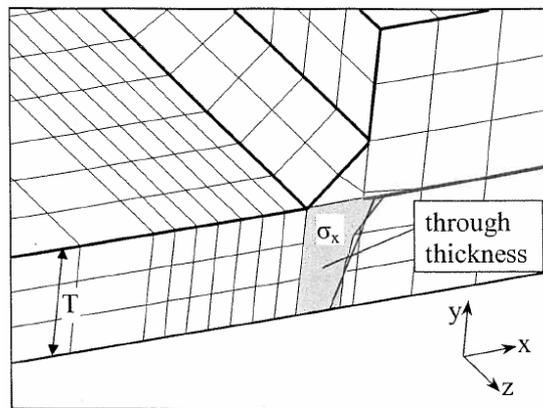


Fig.2.7, Determinazione della tensione di Hot Spot attraverso lo spessore.

È da notare che la tensione qui rilevata presenta una distribuzione non lineare, perciò ai fini del metodo è necessario dapprima integrare tali tensioni e poi ridistribuirle nello spessore con un andamento lineare equivalente (che compia cioè lo stesso lavoro).

In tale metodo un'attenzione particolare va posta su una caratteristica comune a molti codici di calcolo agli elementi finiti riscontrabile nella fase di post-processing: **l'applicazione di una media nodale dei valori di tensione, che porta a una rischiosa e incerta sottostima della tensione rilevata al piede della saldatura.** Tipicamente tale problematica si osserva in mesh costituite da elementi finiti con un basso grado di

precisione, incapaci di cogliere le variazioni tensionali dovute alla presenza di una **particolarità geometrica**. Nei giunti saldati a cordone d'angolo, come quelli studiati, le tensioni alla base del cordone di saldatura sono solitamente ridotte dalla presenza degli elementi adiacenti durante la fase di post-processing, a causa della procedura di media nodale. Di fatto il metallo di saldatura fornisce un apporto extra di materiale che va ad aumentare la superficie su cui si distribuisce la tensione, provocandone la riduzione. Per il calcolo delle tensioni alla base del cordone di saldatura, i post processor computano un valore medio tra le tensioni nel materiale di saldatura (che avranno un valore minore) e le tensioni immediatamente di fronte alla saldatura (che **saranno caratterizzate da un'intensità** maggiore). Le tensioni risultano così sottostimate e ciò deve essere evitato ai fini di una corretta valutazione della vita a fatica. Per far ciò è sufficiente estrapolare il valore nodale della tensione rilevata al piede della saldatura con un peek direttamente sugli elementi plate posti di fronte al cordone.

Un aspetto importante è che la determinazione dell'Hot Spot stress, basata sulle tensioni, non garantisce il rispetto delle condizioni di equilibrio nella sezione trasversale di interesse. Tuttavia tale equilibrio è raggiunto qualora la tensione di Hot Spot sia calcolata attraverso le forze nodali della sezione, essendo queste più affidabili poiché ottenute direttamente dal codice di calcolo. È su tale osservazione che il prof. P. Dong ha elaborato il suo metodo, descritto nel **cap.2.2.4**.

A causa dell'assunzione di una distribuzione lineare delle tensioni attraverso lo spessore, il metodo TTWT non tiene in considerazione l'effetto dello spessore del piatto di base sulla vita a fatica. Tale effetto risulta di fondamentale importanza anche nell'ambito del SSE, dato che le distanze per l'estrapolazione delle tensioni sono date in funzione dello spessore t.

Nei dettagli dove la cricca a fatica si origina e propaga al piede del cordone di saldatura, si nota un fenomeno, che prende il nome di **thickness effect** (letteralmente, effetto dello spessore), per cui la resistenza a fatica di un giunto saldato decresce qualora aumenti lo spessore del piatto di base. Pertanto è stato proposto un fattore di correzione empirico $f(t)$ sulla vita a fatica che considera tale effetto:

$$f(t) = \left(\frac{T_{ref}}{T_{eff}} \right)^n$$

dove:

T_{ref} è uno spessore di riferimento (pari a 25 mm per i dettagli non tubolari, come

quelli discussi in questa esercitazione);

T_{eff} è lo spessore del piatto di base.

Diverse normative hanno adottato tale fattore, proponendo un valore per l'esponente n variabile tra 0,1 e 0,3, ed è applicato sia al Nominal Stress Approach sia all'Hot Spot Stress Approach.

Ci sono diversi motivi per cui l'effetto dello spessore del piatto deve essere considerato nella vita a fatica dei giunti saldati, si elencano di seguito i tre principali:

- per piatti più spessi vi è un volume maggiore di materiale sollecitato. La probabilità che vi siano difetti iniziali nel materiale è correlata alla dimensione del piatto, così che il maggior volume di materiale di un piatto spesso, rispetto a uno sottile, include un numero maggiore di imperfezioni, determinando una minore resistenza a fatica;
- vi sono diversi processi per la finitura delle superfici e per la realizzazione dei piatti, tra cui la laminazione che genera tensioni residue nel materiale. Tali tensioni risultano essere maggiori per i piatti più spessi rispetto a quelli sottili;
- nei piatti spessi, essendovi più materiale entro cui le tensioni possono distribuirsi, il gradiente tensionale cala meno rapidamente rispetto a quello nei piatti sottili, il che si traduce in una maggiore tensione rilevabile al piede della saldatura (vedi **Fig.2.8**).

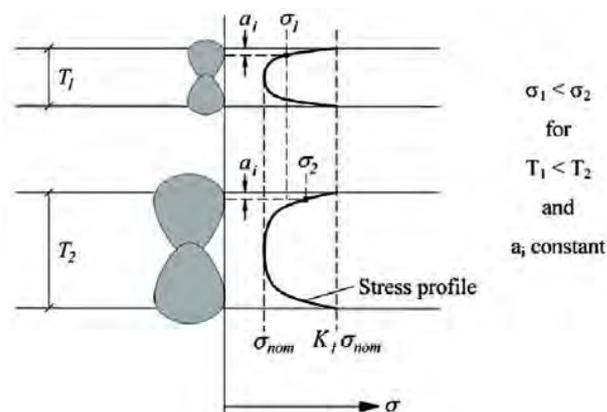


Fig.2.8, Gradiente tensionale in funzione dello spessore dei piatti.

2.2.3. "1 mm under surface" Method (di Xiao e Yamada)

Un'altra metodologia per il calcolo delle tensioni utilizzate per la valutazione della vita a fatica dei dettagli saldati è stato sviluppato da Xiao e Yamada nel 2004.

Il metodo è noto anche sotto il nome di *Geometric Stress Method* ed è basato per l'appunto sulla cosiddetta **tensione geometrica** calcolata alla profondità di **1 mm dalla superficie** del piatto di base lungo il percorso previsto per la propagazione della cricca. Tipicamente tale punto si localizza in corrispondenza del piede della saldatura, considerato uno dei punti critici per la nucleazione delle cricche a fatica. La tensione in tal caso è definita geometrica in quanto essa risente della macro-geometria del **dettaglio, considerato l'effetto primario di aumento delle tensioni. Il picco di tensione** al piede della saldatura, visto come fattore secondario di crescita tensionale, è invece escluso, in quanto dipendente dalla relativa geometria; tale effetto inoltre svanisce ampiamente a 1 mm al di sotto della superficie, al contrario di quanto accade nella LSE in cui il tratto influenzato dalla localizzazione di tensione è ben maggiore (vedi **Fig.2.10**). È comunque da segnalare che la geometria della saldatura, spesso difficile da modellare mediante gli elementi finiti e caratterizzata da valori di tensione pesantemente dipendenti dalla raffinatezza della mesh, è di fatto inclusa nelle curve S-N ed è considerata come una fonte di dispersione dei dati, dovuto alla sua tipica irregolarità.

Questa tensione a **1 mm** correla la vita di propagazione della cricca (n° cicli) o la **resistenza (σ_s)** del dettaglio strutturale considerato, con i corrispondenti valori di un provino di riferimento, costituito da: un giunto a croce, con piatti di spessore $t = 10\text{ mm}$ e di tipo non-load carrying (le cui saldature cioè non sono soggette direttamente al flusso delle tensioni generate dal carico, vedi **Fig.2.9**).

Assumendo che la tensione locale del dettaglio in oggetto sia confrontabile con la tensione totale di un giunto a croce non-load carrying, la tensione geometrica del dettaglio in oggetto è determinata come la tensione normale a 1 mm dalla superficie lungo il percorso previsto della cricca, dove i valori di tensione non sono influenzati dagli effetti locali del profilo della saldatura e sono meno sensibili alla densità della mesh. Pertanto la tensione geometrica a **1 mm**, caratterizzata dal corrispondente fattore di concentrazione K_s (SCF), può essere assunta direttamente come il parametro determinante della vita a fatica del dettaglio in oggetto.

Per l'implementazione di questo metodo è necessaria un'analisi agli elementi finiti, con requisiti di mesh sufficientemente raffinata per poter cogliere la tensione caratteristica in esame. Nello specifico, almeno nelle zone adiacenti al punto critico in questione, le dimensioni dell'elemento finito non dovrebbero eccedere 1 mm, in particolare nella direzione dello spessore.

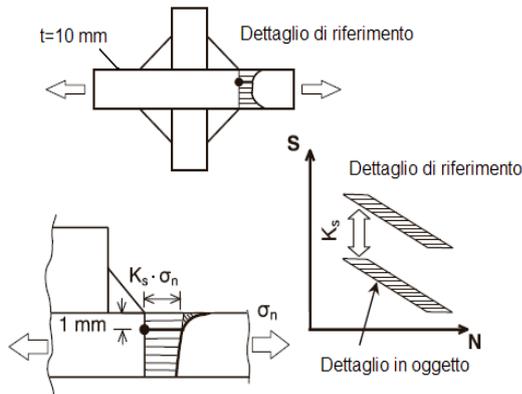


Fig.2.10, 1 mm Stress Method.

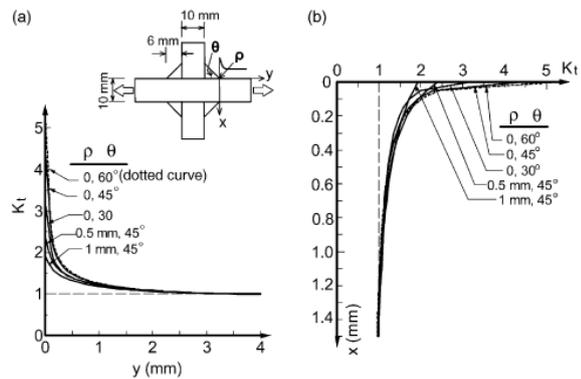


Fig.2.9, Distribuzione della tensione in prossimità della saldatura: (a) sulla superficie e (b) nello spessore.

Confrontato con la tecnica dell'estrapolazione superficiale per la determinazione dell'Hot Spot Stress, il metodo qui proposto ha il notevole pregio di tenere in considerazione gli effetti relativi a grandezze fondamentali nella trattazione a fatica dei giunti saldati, quali la dimensione e lo spessore degli elementi. È da osservare infine che non è ancora stata studiata l'applicabilità di tale metodo ad altri: tipi di giunto (per es. giunti a croce load-carrying), modalità di carico (per es. a flessione invece che a pura trazione) e percorsi di propagazione della frattura (per es. la radice della saldatura anziché il piede).

2.2.4. Battelle Structural Stress Method

Il professor P. Dong e il Battelle Institute hanno recentemente sviluppato un nuovo metodo per la determinazione delle tensioni di Hot-Spot, tensioni che nel metodo vengono generalmente definite Structural Stress. Tale approccio parte dal presupposto che le cricche di rottura per fatica si presentino con la direzione principale parallela al cordone di saldatura, per questa ragione lo Structural Stress è definito come una tensione perpendicolare al cordone di saldatura.

La definizione di Structural Stress ha luogo a partire dalla considerazione che, al posto della distribuzione di tensione locale che si ha in una sezione posta in corrispondenza ad una singolarità, ad esempio al piede di un cordone di saldatura, si

può considerare una distribuzione di tensione alternativa, scomponibile in una componente flessionale e una membranale, avente luogo in corrispondenza ad una sezione posta ad una certa distanza dalla singolarità. Tale distribuzione tensionale deve garantire una condizione di equilibrio equivalente rispetto alla distribuzione locale delle tensioni, le tensioni determinate dovranno cioè soddisfare le condizioni di equilibrio sia sulla sezione corrispondente alla saldatura che sul piano di riferimento. Poiché il calcolo agli elementi finiti delle tensioni nelle vicinanze di intagli o altre singolarità geometriche è sensibile alla dimensione della mesh, assume un andamento asintotico man mano che ci si avvicina a tale posizione e crescente al diminuire della dimensione della mesh; **l'imposizione della condizione di equilibrio** equivalente consente di minimizzare la sensibilità dei valori di tensione nei confronti della mesh.

Nel contesto dei metodi agli elementi finiti che ha origine nel calcolo degli spostamenti nodali, le soluzioni **più "pulite" che si possono ricavare sono quelle** relative a spostamenti e forze nodali, proprio per il fatto che il metodo prevede che su tutti i nodi del modello siano garantite le condizioni di equilibrio. Appare evidente **pertanto come, nell'ottica di** assicurare una certa insensibilità dei risultati rispetto alla discretizzazione, Dong abbia fatto ricorso a grandezze nodali per ricavare le tensioni Structural Stress, nel caso di modello shell/plate. Per modelli solidi si è dimostrata invece più conveniente una procedura basata sul calcolo delle tensioni.

Alla luce di queste considerazioni, il metodo Structural Stress proposto da Dong e dal Battelle Institute si può quindi suddividere in due procedure alternative.

La prima formulazione sfrutta le caratteristiche del TTWT (descritto nel paragrafo precedente), **imponendo l'equilibrio delle componenti di tensione membranali e flessionali** tra la sezione in corrispondenza del piede del cordone di saldatura e una **sezione posta ad una distanza δ (Fig.2.11)**. Il valore proposto da Dong per la distanza δ è pari allo spessore della piastra ma tale posizione è tuttora oggetto di dibattito.

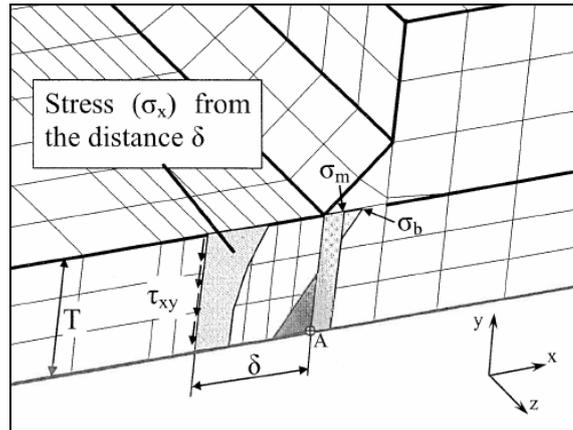


Fig.2.11, Battelle Structural Stress Method.

Il valore della tensione di Hot-Spot, secondo l'approccio di Dong, risulta composto dalla somma di due componenti: la prima componente è ricavata con l'applicazione della procedura TTWT alla sezione posta a distanza δ dal piede del cordone, la seconda è individuata a partire dalla distribuzione delle tensioni di taglio nello spessore in corrispondenza alla medesima sezione (l'integrazione di queste tensioni di taglio rappresenta una forza e quest'ultima produce un momento flettente che viene poi aggiunto alla corrispondente componente ricavata con la procedura TTWT).

In questo modo si risolve il problema legato alla presenza della singolarità e si possono imporre le condizioni di equilibrio tra le due sezioni. La tensione alla base del cordone di saldatura è quindi controllata dalle seguenti equazioni:

$$\sigma_s = \sigma_b + \sigma_m$$

$$\sigma_m = \frac{1}{t} \int_0^t \sigma_x(y) dy$$

$$\sigma_m \frac{t^2}{2} + \sigma_b \frac{t^2}{6} = \int_0^t \sigma_x(y) y dy + \delta \int_0^t \tau_{xy}(y) dy$$

Le equazioni soprastanti rappresentano il bilancio delle forze in direzione x, valutato nella sezione B-B e il bilancio dei momenti rispetto alla sezione A-A (vedi **Fig.2.12**). Il termine integrale presente nel lato destro dell'equazione di bilancio dei momenti rappresenta la componente data dalle forze di taglio.

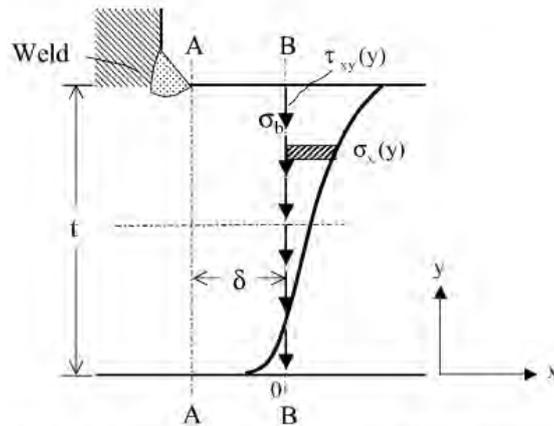


Fig.2.12, Modello solido con distribuzione di tensione monotona attraverso lo spessore.

Lo scopo di determinare le tensioni ad una distanza $\delta > 0$ dal piede del cordone di saldatura piuttosto che in corrispondenza al cordone stesso è quello di porsi in una zona non influenzata dal picco tensionale dovuto alla singolarità rappresentata della saldatura, così da rendere il metodo meno sensibile alla dimensione della mesh. Si **noti che solo se la componente di taglio è trascurabile, la tensione σ_s può essere valutata, con un piccolo errore, direttamente sulla sezione A-A.** In questo caso il metodo diventa **indipendente da δ** e se si pone $\delta = 0$ ci si riduce al precedentemente descritto metodo TTWT.

Si fa notare che, la procedura proposta da Dong per la valutazione dello Structural Stress direttamente al piede della saldatura, mostra perfetta insensibilità alla mesh in problemi bidimensionali, mentre nel caso di concentrazioni di tensioni tridimensionali si osserva una certa dispersione nei risultati ottenuti da differenti densità di mesh. **Ciò sembra essere dovuto al fatto che l'approccio di Dong trascura le tensioni di taglio agenti sulle facce laterali degli elementi finiti.** Una serie di altre questioni inerenti al metodo di Dong restano aperte e sono oggetto di continui studi, come la sua applicazione a complessi stati di tensione biassiali o a elementi strutturali piuttosto spessi, dove è difficile selezionare uno spessore appropriato per la definizione dei punti di estrapolazione superficiale delle tensioni o lo spessore entro cui eseguire la linearizzazione prevista dalla metodologia. È da notare inoltre che la previsione a fatica può essere fortemente influenzata da altri fattori già menzionati, come la presenza di tensioni residue o di grandi variazioni nel profilo locale della saldatura. In tale ottica lo Structural-Hot Spot Stress Approach si presenta ancora come un metodo più o meno grossolano ma al contempo di estrema praticità e immediatezza.

La seconda formulazione del metodo di Dong, più specifica, è basata sulle forze nodali equivalenti piuttosto che sulle componenti di tensione e permette l'analisi del

campo tensionale direttamente in corrispondenza del piede della saldatura, cioè a $\delta=0$. Anche quest'ultimo metodo è stato pensato con lo scopo di minimizzare l'influenza della dimensione della mesh e delle tecniche di modellazione sui risultati. L'utilizzo di questa formulazione può rendersi indispensabile in alcune applicazioni, ad esempio se la sezione posta a distanza δ non sia determinabile: la situazione si presenta se due cordoni di saldatura sono particolarmente vicini l'uno all'altro o se il carico si trasferisce alla saldatura in modo molto localizzato.

Se le componenti nodali di forze e momenti riferiti alla sezione sono note da analisi a elementi finiti, i requisiti di equilibrio definiti dall'equazione precedente sono automaticamente soddisfatti entro i limiti dell'accuratezza della soluzione.

La procedura generale è pertanto la seguente: facendo riferimento ad un sistema di riferimento globale (x, y, z) la matrice di rigidezza può essere espressa come $\{K^e\}$ e gli spostamenti nodali sono tipicamente definiti come

$$\{u\}_i^T = \{u_{xi}, u_{yi}, u_{zi}, \theta_{xi}, \theta_{yi}, \theta_{zi}\}$$

Dove: u_{ij} rappresentano le traslazioni e θ_{ij} le tre rotazioni.

Il vettore delle forze nodali è definito come:

$$\{F^e\}_i^T = \{F_{xi}, F_{yi}, F_{zi}, M_{xi}, M_{yi}, M_{zi}\} \quad (i = 1, 2, \dots, n)$$

e si può ottenere:

$$\{F^e\}_i^T = \{K^e\} \{u\}$$

Le forze nodali dell'elemento trasformate nel sistema di riferimento locale (x', y', z') sono poi calcolate nel modo seguente:

$$\{F^{e'}\} = \{T\} \{F^e\}$$

dove $\{T\}$ è la matrice di trasformazione delle coordinate costituita dai coseni direttori degli angoli formati dagli assi dei due sistemi di riferimento. Una volta ottenute le forze nodali lungo la sezione A-A, le corrispondenti forze e momenti di linea (f_x' e m_y') possono essere calcolate utilizzando delle appropriate funzioni di forma. In particolare viene utilizzata una formulazione definita work-equivalent, ovvero basata sull'uguaglianza del lavoro compiuto dalle forze nodali rispetto agli spostamenti con il lavoro compiuto dalle forze di linea sempre rispetto agli spostamenti. Le forze di linea sono quindi calcolate con il seguente sistema lineare in forma matriciale:

$$\begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ \dots \\ \dots \\ F_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{l_1}{3} & \frac{l_1}{6} & 0 & 0 \\ \frac{l_1}{6} & \frac{(l_1+l_2)}{3} & \frac{l_2}{6} & 0 \\ 0 & \frac{l_2}{6} & \frac{(l_2+l_3)}{3} & \frac{l_3}{6} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & \dots & \dots \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \\ \dots \\ \dots \\ f_n \end{Bmatrix}$$

dove f_1, f_2, \dots, f_n sono le forze di linea lungo la direzione ortogonale alla saldatura e l_1, l_2, \dots, l_{n-1} rappresentano le lunghezze dei lati degli elementi appartenenti alla linea al piede della saldatura. I corrispondenti momenti di linea che generano tensioni ortogonali al cordone di saldatura possono essere calcolati allo stesso modo. Le forze F_i rappresentano la sommatoria di tutte le forze nodali rispetto al nodo i , relative agli elementi adiacenti alla saldatura e situati nel lato positivo dell'asse y' (**Fig.2.13**).

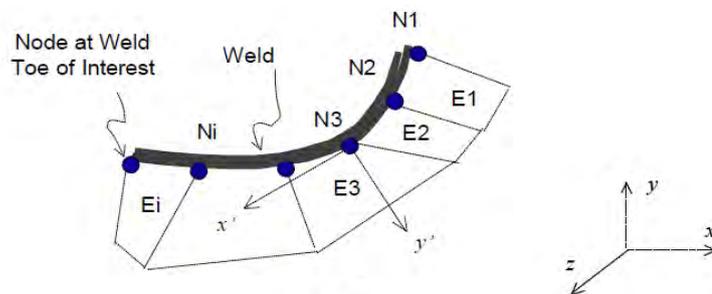


Fig.2.13, Procedura di calcolo delle tensioni Structural Stress per saldature modellate con elementi plate curvi.

Una volta risolto il soprastante sistema lineare si applica la definizione di Structural Stress:

$$\sigma_s = \sigma_m + \sigma_b = \frac{f_x'}{t} + \frac{6 m_y'}{t^2}$$

$$\tau_s = \tau_m + \tau_b = \frac{f_y'}{t} + \frac{6 m_x'}{t^2}$$

Da notare che gli effetti dovuti alle forze di taglio, separatamente considerati nella prima formulazione, in questa sono automaticamente considerati.

L'approccio Structural Stress, nella sua seconda formulazione, prevede dei limiti di applicabilità:

- la linea al piede della saldatura deve essere sufficientemente continua e quindi il cambio di direzione rispetto a y' non deve essere repentino passando da un elemento al suo adiacente. Tale limitazione nasce dal fatto che il metodo prevede la sommatoria delle forze su ciascun nodo e tali forze sono rappresentate dalle componenti ortogonali relative a due elementi adiacenti:

se la direzione della linea al piede della saldatura cambia in modo significativo, la combinazione dei vettori può risultare inadeguata a rappresentare la reale tensione nella saldatura;

- il cordone di saldatura deve essere continuo (un cordone di saldatura è definito continuo quando la linea al piede della saldatura fa parte di un percorso "chiuso" sul quale è definibile un'orientazione). Si noti che sono considerate "chiuse" le estremità di una saldatura di un profilo tubolare circolare, così come sono considerate "chiuse", in quanto non sottoposte a severe concentrazioni di sforzo, le estremità libere di una piastra saldata trasversalmente (**Fig.2.14**).

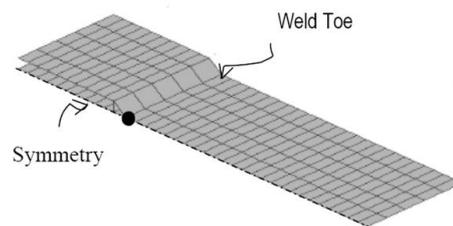


Fig.2.14, Esempio di saldatura "chiusa".

Qualora venga meno la seconda condizione, Dong ha sviluppato una procedura definita **Generalized Virtual Node Method**. L'applicazione di questa procedura consente di analizzare saldature discontinue e ottenere valori realistici di tensione alle estremità. Il metodo del nodo virtuale si basa su una sorta di equilibrio delle forze tra i nodi più esterni della saldatura ed un nodo virtuale collocato sulla linea al piede della saldatura ad una certa distanza dall'estremità. Tale metodo non è preso in considerazione nella presente esercitazione in quanto ci si limita a studiare il comportamento di dettagli dotati di saldature "chiuse" o perlomeno aventi comportamento a fatica non pregiudicato dalle zone di estremità, che possono essere quindi trascurate. In ogni caso si fa presente che spesso, anche in presenza di cordoni di saldatura continui, nel modello a elementi finiti potrebbe essere utile semplificare la geometria perdendo tale continuità (ad esempio nel caso in cui, per motivi di simmetria, sia possibile analizzare una sola porzione di un dettaglio reale) e quindi potrebbe essere utile ricorrere al **Generalized Virtual Node Method**.

Come preannunciato, una delle proprietà più interessanti del metodo è la sostanziale indipendenza del risultato dalle dimensioni degli elementi utilizzati (**Fig.2.15**). Tale caratteristica, valida per dimensioni degli elementi che non compromettano la geometria effettiva del modello e che siano compatibili con la condizione di linea al piede della saldatura **sufficientemente continua, deriva proprio dall'utilizzo delle forze nodali** in luogo delle corrispondenti di tensione. Il passo vincente della proposizione di

Dong è stato quindi proprio quello di pensare un metodo basato sulle forze nodali, ovvero basato sulle forze che si scambiano i nodi tra gli elementi. In questo modo si salta un passaggio nella *consecutio calculorum* spostamenti-forze-deformazioni-tensioni tipica del metodo agli elementi finiti e si ottengono delle grandezze "pulite" che, essendo ottenute risalendo alla relazione $\{F^e\}_i^T = \{K^e\}\{u\}$ intrinseca ad ogni elemento finito, sono certamente equilibrate, al contrario delle tensioni.

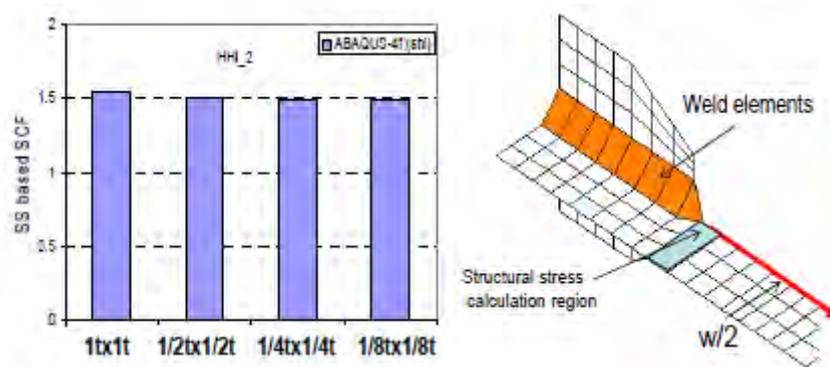


Fig.2.15, Tensioni Structural Stress calcolare applicando il metodo di Dong ad un modello plate/shell.

Si nota una perfetta indipendenza dalla mesh osservando i risultati del diagramma a colonne in viola.

Ulteriori vantaggi del metodo consistono in:

- possibilità di relazionare i valori di tensione Structural Stress con un'unica curva S-N, definita Master Curve, ai fini della determinazione della vita a fatica (vedi §3.3) e potersi quindi slegare dalla logica di ricerca di un dettaglio di confronto ovvero di una classe di fatica (FAT) tipica degli approcci Nominal Stress e Hot Spot Stress;
- eliminazione della necessità di determinare i punti di interesse e di classificarli come tipi di Hot Spot ("a", "b" o "c"): l'analisi puntuale tipica dell'approccio Hot Spot è infatti sostituita con un'analisi che ha luogo sulla linea continua del piede della saldatura, che può avere qualsiasi forma.

Si riportano nel seguito alcune regole di modellazione semplici ma fondamentali per la corretta valutazione della tensione Structural Stress:

- la struttura e la saldatura vanno discretizzate con elementi plate/shell lineari a 4 nodi e, in presenza di curvature accentuate, elementi plate/shell lineari a 3 nodi;
- gli elementi plate sono definiti dal piano medio che li contiene e i nodi degli elementi che modellano la saldatura sono posizionati a una distanza $t/2$ al di sotto del piede di saldatura (**Fig.2.16**);

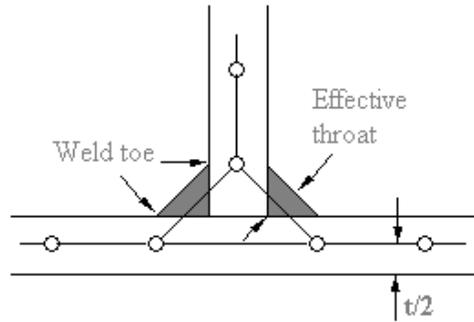


Fig.2.16, Rappresentazione di piatti saldati: gli elementi plate/shell sono disposti nel piano medio.

- gli elementi della struttura adiacenti alla saldatura devono avere un lato in comune con gli elementi di saldatura, non è quindi possibile utilizzare elementi che abbiano un solo nodo sullo spigolo che definisce il piede della saldatura (**Fig.2.17**);

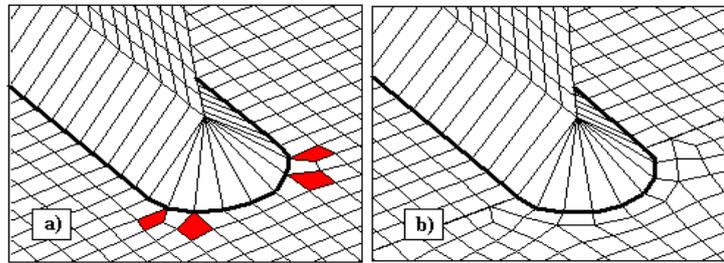


Fig.2.17, Mesh a ridosso di uno spigolo: a) modellazione scorretta, b) modellazione corretta.

- il metodo prevede la modellazione diretta delle saldature tramite elementi shell/plate di spessore $t_w = t/\sqrt{2}$, dove t è lo spessore del piatto saldato, inclinati a 45° e aventi proprietà meccaniche pari a quelle del materiale che compone la struttura. La modellazione di una saldatura a cordone d'angolo può essere eseguita a partire dal modello con cordoni di saldatura a completa penetrazione, eliminando la continuità nodale tra i piatti saldati ovvero eliminando completamente gli elementi di congiunzione (**Fig.2.18**);

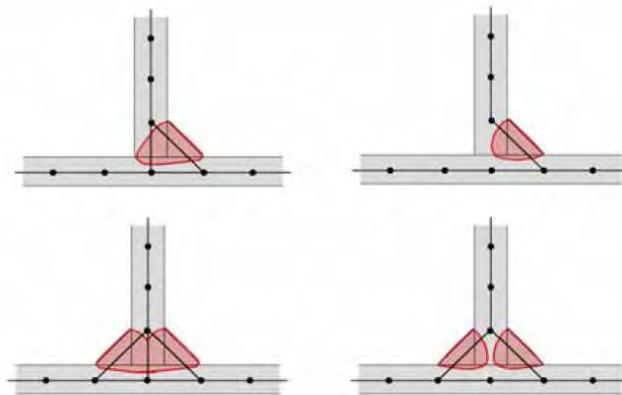


Fig.2.18, Modalità di rappresentazione di saldature a completa penetrazione e saldatura d'angolo.

- molto importante risulta infine definire la geometria della saldatura nei tratti terminali (nel caso di cordoni di saldatura discontinui) o di testa. La tensione Structural Stress infatti si è dimostrata essere adeguatamente continua lungo la linea di saldatura ma, in condizioni limite, come ad esempio in corrispondenza ad una variazione netta tra un elemento e il successivo, tale continuità può venire meno. Solitamente tali situazioni di discontinuità sono **associate ad un'eccessiva semplificazione del modello che porta a risultati non coerenti col comportamento reale (Fig.2.19)** e possono essere corrette incrementando la qualità della modellazione (**Fig.2.20**).

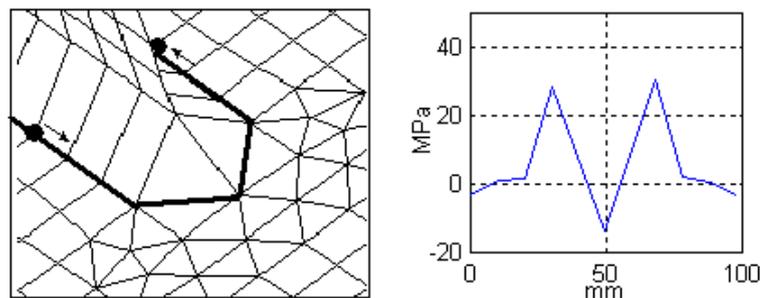


Fig.2.19, Distribuzione di tensioni per un modello di saldatura eccessivamente semplificato.

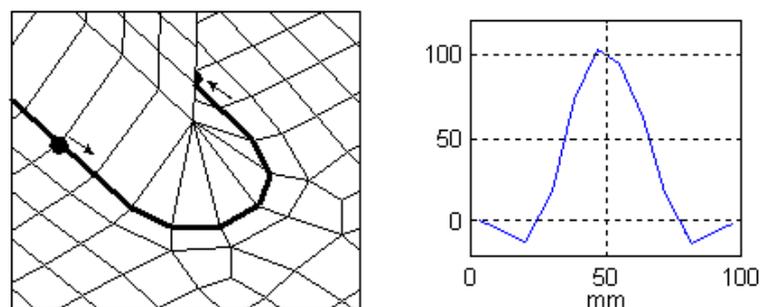


Fig.2.20, Distribuzione di tensioni per una saldatura correttamente modellata.

2.3. Metodo delle Tensioni di Picco (Effective Notch Stress)

Il *Notch Stress Approach* rientra nella categoria dei metodi locali, già menzionata in precedenza. Tipicamente rappresenta la metodologia principalmente usata per la valutazione a fatica delle strutture non saldate. L'applicazione di tale metodo a strutture saldate non è immediata: vi sono aspetti delicati da indagare, quali la forma irregolare del piede della saldatura, l'incertezza nella determinazione delle proprietà del materiale nella zona termicamente alterata dal processo di saldatura, l'effetto delle tensioni residue.

I metodi locali sono in grado di prevedere solo la prima fase dell'intera vita a fatica nelle strutture saldate, fornendo una stima della vita di generazione della cricca normalmente definita come il tempo necessario affinché si produca una cricca di $0,1 \div 0,25$ mm di profondità. La rimanente vita a fatica dovrebbe essere valutata usando metodi più avanzati, come il metodo Crack Growth.

I provini intagliati (l'effetto di intaglio può essere rappresentato per esempio dalla saldatura) presentano una resistenza a fatica inferiore a quelli non intagliati. Ciò è dovuto alle maggiori tensioni locali che si concentrano all'intaglio. La correlazione esistente tra la resistenza a fatica di un materiale intagliato o meno non è proporzionale alla concentrazione delle tensioni. Ciò significa che la tensione elastica di intaglio non può essere direttamente rapportata con quella rilevata su provini lisci (privi di intaglio). L'errore è maggiormente significativo in presenza di intagli stretti e profondi nel materiale, per i quali secondo Neuber la tensione massima σ_{\max} si può stimare mediando la distribuzione teorica $\sigma_{\text{id,max}}$ su un'opportuna lunghezza λ definita lunghezza di supporto microstrutturale, caratteristica di ogni materiale. L'effetto di tale supporto microstrutturale (analogamente per il calcolo di σ_{\max}) può essere alternativamente tenuto in conto introducendo una cavità di raggio fittizio nel punto di potenziale formazione della cricca (cioè al piede o alla radice della saldatura), confrontato con il raggio reale di raccordo del profilo della saldatura, al fine di investigare sulla sensibilità dell'intaglio. Tale modello va sotto il nome di modello di Neuber o modello del raggio fittizio (**Fig.2.21**).

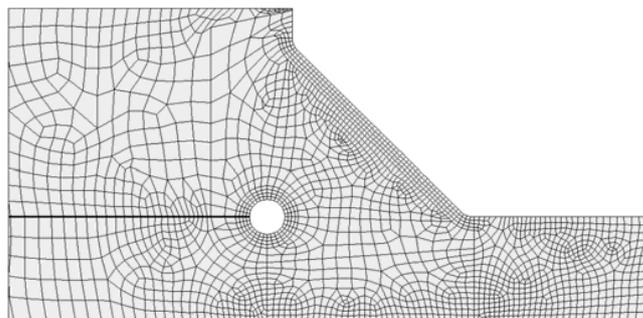


Fig.2.21, Esempio di modellazione di una saldatura con il metodo di Neuber (o del raggio fittizio).

La definizione di tale raggio fittizio è formulata secondo l'equazione seguente:

$$\rho_f = \rho + s \cdot \lambda$$

dove ρ_f è il raggio fittizio, ρ è il raggio di raccordo effettivo dell'estremità del cordone di saldatura, s è un parametro adimensionale che dipende dalla multiassialità dello stato di sollecitazione e dal criterio di resistenza adottato e λ è la costante del materiale succitata.

L'equazione precedente indica che la resistenza a fatica di componenti intagliati non decresce indefinitamente al diminuire del raggio di raccordo ρ , ma tende ad un valore costante. Nelle peggiori condizioni, ovvero con raggio reale ρ nullo, si dimostra che la resistenza a fatica di giunti saldati è valutabile sulla base della massima tensione ideale $\sigma_{id,max}$ attribuendo ai raggi di raccordo della saldatura il valore fittizio $\rho_f = s \cdot \lambda = 1 \text{ mm}$; tale valore discende da alcune considerazioni sui valori assunti da s e λ , pari rispettivamente a $s = 2,5$ (per la presenza di uno stato di deformazione praticamente piano alla radice dell'intaglio e l'utilizzo del criterio di resistenza di Von Mises per gli acciai) e $\lambda = 0,4$ (secondo Sonsino e Radaj).

Questo metodo è limitato a spessori maggiori di 5 mm, poiché la sua precisione non è ancora stata verificata per spessori inferiori e risulta utilizzabile per rotture originate indistintamente al piede o alla radice della saldatura. Si è inoltre verificata la dipendenza della resistenza a fatica dal raggio di curvatura con cui è modellato un intaglio e la tendenza generale consente di affermare che un aumento di tale raggio migliora la resistenza a fatica, conseguenza dovuta alla concentrazione di tensione che va diminuendo sull'intaglio.

2.4. Metodo delle Tensioni di Picco con fattori di intensificazione delle tensioni

Il Metodo delle Tensioni di Picco con fattori di intensificazione delle tensioni del Prof. Atzori, è un metodo usato generalmente per le applicazioni di ingegneria meccanica, in questo caso è stato necessario usare questo metodo per una progettazione di ingegneria civile, per compiere delle verifiche a fatica di alcuni particolari del portale aventi una geometria e dei carichi applicati non convenzionali.

Le indicazioni che seguono sono fornite dai libri "*Appunti di Costruzioni di Macchine*" del Prof. Atzori e "*Esercizi di Costruzioni di Macchine*" del Prof. Lazzarin.

Il Metodo delle Tensioni di Picco con fattori di intensificazione delle tensioni si basa sui seguenti punti:

1. Conoscendo il tipo di materiale che si utilizza e la geometria del pezzo, si è in grado di risalire: sia alla tensione di rottura σ_R che alla tensione di snervamento σ_s (rilevabili anche da una semplice prova statica).

Noti questi valori si può calcolare la resistenza a fatica del materiale base $\sigma_{a\infty}$ (anche detta *limite di vita infinita a fatica*) per un numero $N = 2 \cdot 10^6$ di cicli, $R = -1$ e probabilità di sopravvivenza del 50%.

$$\sigma_{a\infty} = (0.35 \div 0.60) \cdot \sigma_R$$

Solitamente si adotta un coefficiente pari a 0,5 per gli acciai se non si hanno conoscenze più approfondite sul materiale.

- Per potersi avvicinare maggiormente alla realtà si è dovuto tener conto della presenza dei fattori interni: le dimensioni del pezzo, la finitura superficiale e **l'effetto di forma**. Pertanto si deve modificare la tensione del materiale base $\sigma_{a\infty}$ tenendo conto dei fattori appena citati, attraverso dei coefficienti. Ottenendo così la tensione resistente effettiva:

$$\sigma_{a\infty}^* = \frac{\sigma_{a\infty}}{K_d K_f K_l}$$

dove:

$K_d = 1 \div 1,5$ **Effetto dimensione**, più grande è il pezzo più alta è la possibilità di trovare micro difetti/cricche nel materiale (nel caso di piastra sollecitata si sceglie il coefficiente in funzione dello spessore della piastra che equivale al diametro del provino segnato in figura (vedi **Fig.2.22**);

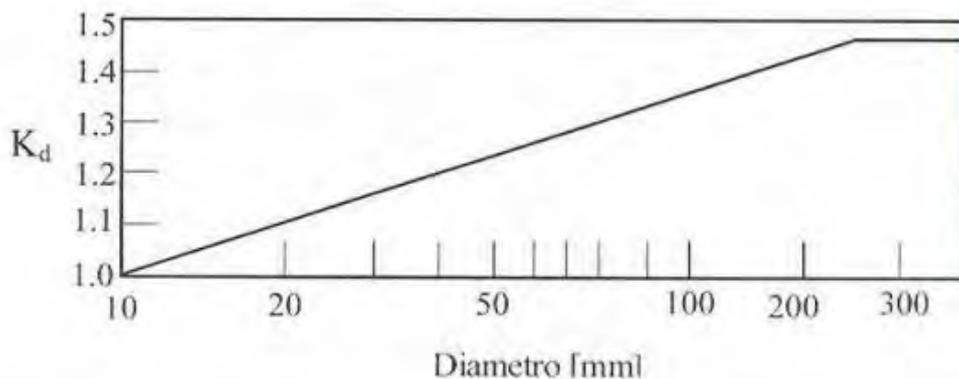


Fig.2.22,Diagramma (Diametro, Kd) da UNI 7670.

$K_l = 1 \div 3$ **Effetto della finitura superficiale**, essendo la fatica un fenomeno locale risente della finitura superficiale: tanto peggiore è la finitura tanto più facile sarà l'instaurarsi di un processo di rottura; più bassa è la rugosità superficiale, migliore è la resistenza a fatica (R_a , *indice di rugosità*) (vedi **Fig.5.6**);

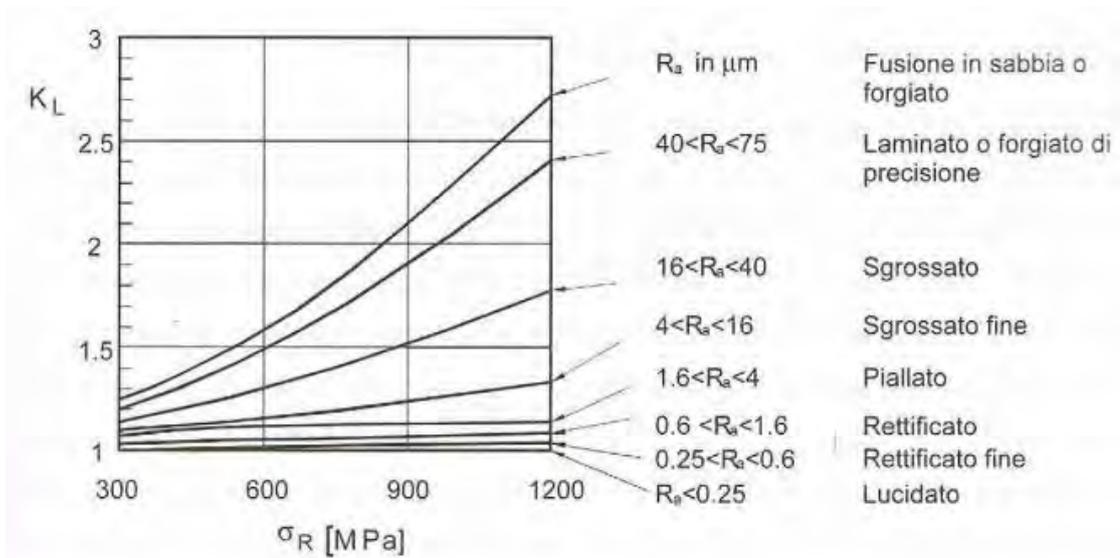


Fig.2.23, Diagramma (σ_R, K_L) da UNI 7670.

K_f **Effetto di forma**, brusche variazioni di dimensioni con conseguente concentrazione di tensione, riducono la resistenza a fatica e anche la resistenza statica, di questo tiene conto il coefficiente K_f che abbassa il limite $\sigma_{a\infty}$; solitamente il valore di K_f si ricava dalla seguente formulazione:

$$\begin{cases} K_f - 1 = q (K_t - 1) \\ q = \frac{1}{1 + \frac{a}{\rho}} \end{cases}$$

dove K_t è fornito in letteratura da Peterson's e q aumenta al crescere: della **tensione applicata**, del **raggio di curvatura dell'intaglio** (ρ), delle dimensioni del pezzo e della finezza della grana cristallina.

Se il caso in esame non dovesse rientrare tra i casi noti studiati in letteratura da Peterson, K_f si può ricavare utilizzando un modello agli elementi finiti, caricando la struttura con un carico unitario pari a $-1 MPa$ e la tensione di picco si potrà assumere come K_f .

- Poi si sono introdotti i fattori esterni, uno dei quali è K_v , che si può affiancare ai fattori interni nella formula scritta in precedenza:

$$\sigma_{a\infty}^* = \frac{\sigma_{a\infty}}{K_d K_f K_l K_v}$$

$K_v = 0,8 \div 1,1$ **Effetto del tipo di carico applicato**, tiene conto dell'area investita dalla sollecitazione massima, **maggiore è l'area che è investita dalle tensioni e maggiore è la probabilità di incontrare difetti**. I casi tipici sono: la flessione

piana, la flessione rotante e la trazione assiale; come si può vedere in **Fig.2.24**:

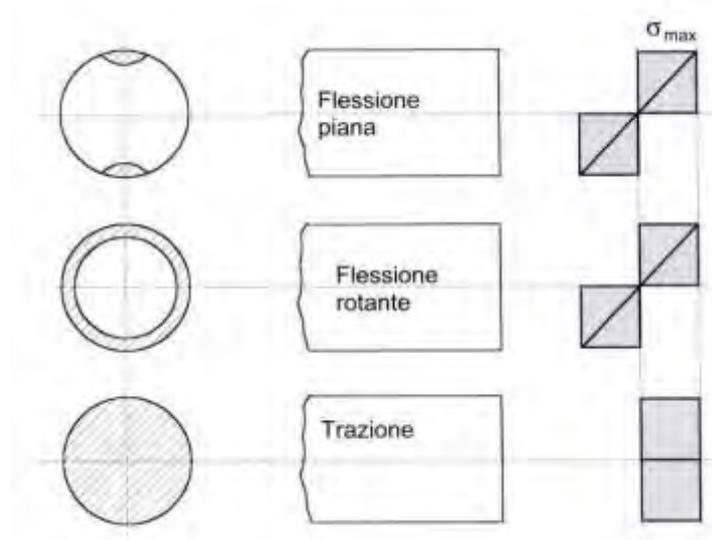


Fig.2.24,Tipologie di Sollecitazione del provino in laboratorio.

Nel caso di flessione piana K_v assume i seguenti valori:

$$K_v = \begin{cases} 1 & \text{Flessione piana} \\ 1,25 & \text{Flessione rotante} \\ 1,4 & \text{Trazione assiale} \end{cases}$$

Si nota che il caso di trazione assiale è prossimo a quello di flessione rotante in quanto il volume di materiale soggetto alla sollecitazione massima comprende in entrambi i casi la superficie di innesco dei fenomeni di fatica, poiché sede dei difetti, il volume interno invece contribuisce in minor misura.

Nel caso in cui K_v venga calcolato con riferimento alla flessione rotante, essendo questa prova di più facile ed economica esecuzione, i valori che assume sono i seguenti:

$$K_v = \begin{cases} 0,8 & \text{Flessione piana} \\ 1 & \text{Flessione rotante} \\ 1,1 & \text{Trazione assiale} \end{cases}$$

Un altro fattore esterno è la storia precedente del pezzo che è rappresentata dalla **tensione media non nulla** σ_m , si deve tener conto di questo parametro poiché il diagramma di Wöhler è riferito a cicli con tensione media nulla. Inoltre si è osservato sperimentalmente che la resistenza a fatica del materiale non dipende solamente da σ_a , ma anche da σ_m , che si può definire come una **modalità di variazione del carico in generale**. L'effetto delle varie modalità di

applicazione del carico si possono sintetizzare tramite il diagramma di Haigh che correla σ_a con σ_m . Una volta nota la tensione media σ_m si ottiene una nuova tensione resistente $\sigma_{a\infty, \sigma_m=const}^*$:

$$\sigma_{a\infty, \sigma_m=const}^* = \sigma_{a\infty}^* \cdot \left(1 - \frac{\sigma_m}{\sigma_R}\right)$$

Nel caso in esame si può non considerare la tensione media σ_m per due motivi: il primo è perché la struttura è soggetta ad un carico ciclico alterno simmetrico ($\sigma_m = 0$), il secondo è dovuto al fatto che σ_m nel modello FEM è di 3 ordini di grandezza inferiore alla tensione resistente ($\sigma_m \cong 0,6 \text{ MPa}$ sul punto maggiormente sollecitato) per cui è trascurabile.

4. Infine si determina il coefficiente di sicurezza γ_m come rapporto tra la tensione resistente ($\sigma_{a\infty}$), ridotta con gli opportuni coefficienti interni ed esterni, e la tensione sollecitante (σ_{sd}):

$$\gamma_m = \frac{\sigma_{a\infty, \sigma_m=const}^*}{\sigma_{sd}} = \frac{\sigma_{a\infty}^*}{\sigma_{sd}}$$

Dove σ_{sd} è pari al valore dell'ampiezza di tensione sollecitante che realmente agisce sull'elemento, tale valore va considerato non come $\Delta\sigma$ ma pari alla tensione massima, cioè quella di picco, che si legge direttamente dal modello FEM.

Il coefficiente γ_m , non rappresenta un coefficiente di sicurezza nel modo consueto in cui solitamente si considera un coefficiente di sicurezza in ingegneria civile (i.e. un margine di errore che tiene conto di un'incertezza nella valutazione dei carichi o la presenza di difetti), esso rappresenta il rapporto tra la tensione resistente e quella sollecitante, ciò significa che qualora γ_m sia maggiore o uguale a 1 il pezzo resiste a vita infinita (cioè $2 \cdot 10^6$ cicli). Ponendosi nel diagramma di Wöhler si nota che il limite di vita a fatica infinita $\sigma_{a\infty}$ a $2 \cdot 10^6$ cicli rappresenta un asintoto, tale valore costituisce dunque l'intensità massima di sollecitazione unitaria al di sotto della quale il materiale, almeno a livello teorico, non cede neanche dopo un numero molto elevato di cicli (le prove vengono condotte solitamente fino a 10^7 cicli).

3. ASPETTI NORMATIVI

In questo capitolo vengono esaminate e confrontate le normative e le linee guida più applicate, a livello nazionale e internazionale, per effettuare le analisi e la progettazione a fatica. Gli approcci normativi si differenziano sostanzialmente sulla base del metodo adottato per la determinazione delle tensioni di picco. Si individuano tre gruppi fondamentali:

- il primo gruppo fa riferimento alle tensioni nominali e ad esso appartengono **l'Eurocodice 3 (EC3 parte 1.9)**, le norvegesi Det Norske Veritas (DNV), le linee guida dell'**International Institute of Welding (IIW)** e la **normativa italiana Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008)**;
- il secondo gruppo fa riferimento alle tensioni ricavate con il Metodo Hot Spot e anche ad esso appartengono **le DNV, le linee guida dell'IIW e, sebbene con una trattazione poco dettagliata, anche l'EC3**, il quale lo definisce Metodo delle Tensioni Geometriche;
- il terzo gruppo fa riferimento alle Tensioni Strutturali (**Structural Stress**) e ad esso appartiene la normativa americana ASME 2007 Boiler & Pressure Vessel Code sezione VIII Div.2, la quale per prima ha adottato e ufficializzato il metodo proposto da P. Dong e dal Battelle Institute.

3.1. Normative con le Tensioni Nominali

Le norme basate sulle tensioni nominali seguono sostanzialmente tutte le stesse impostazioni per il calcolo della resistenza a fatica, fanno riferimento alla tensione nominale alla base del cordone di saldatura, che è rappresentata dalla tensione massima principale al piede del cordone di saldatura. Gli intervalli di tensione normale e tangenziale sono calcolati utilizzando la teoria elastica lineare.

3.1.1. *Eurocodice 3 e Norme Tecniche per le Costruzioni 2008*

Di seguito è presentato l'approccio proposto da EC3 parte 1.9 e NTC'08. Ricavata la tensione nominale $\Delta\sigma_{sd}$, la tensione resistente a fatica di un dettaglio è individuata nel piano bi-logaritmico $\log(\Delta\sigma)$ - $\log(N)$ o $\log(\Delta\tau)$ - $\log(N)$, essendo N il

numero di cicli a rottura, mediante una curva caratteristica, detta curva S-N (tensione - numero di cicli). Detta curva è individuata mediante la classe di resistenza a fatica $\Delta\sigma_c$ o $\Delta\tau_c$, che rappresenta la resistenza a fatica (FAT) del dettaglio, espressa in MPa, per $N = 2 \cdot 10^6$ cicli. Le curve S-N per tensioni normali sono caratterizzate, oltre che dalla classe $\Delta\sigma_c$, dal limite di fatica ad ampiezza costante $\Delta\sigma_D$, corrispondente a $N = 5 \cdot 10^6$ cicli e dal limite per i calcoli di fatica, $\Delta\sigma_L$, che corrisponde all'intersezione del secondo ramo della curva con la verticale per $N = 10^8$ cicli.

L'equazione della curva S-N è:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_c \left(\frac{2 \cdot 10^6}{N} \right)^{\frac{1}{m}} \quad \text{per } N \leq 5 \cdot 10^6$$

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_D \left(\frac{5 \cdot 10^6}{N} \right)^{\frac{1}{m+2}} \quad \text{per } 5 \cdot 10^6 < N \leq 10^8$$

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_L \quad \text{per } N > 10^8$$

dove $m = 3$, cosicchè risulta

$$\Delta\sigma_D = 0.737 \Delta\sigma_c; \quad \Delta\sigma_L = 0.549 \Delta\sigma_D = 0.405 \Delta\sigma_c.$$

Le curve S-N per tensioni normali sono rappresentate in **Figura C4.2.21**

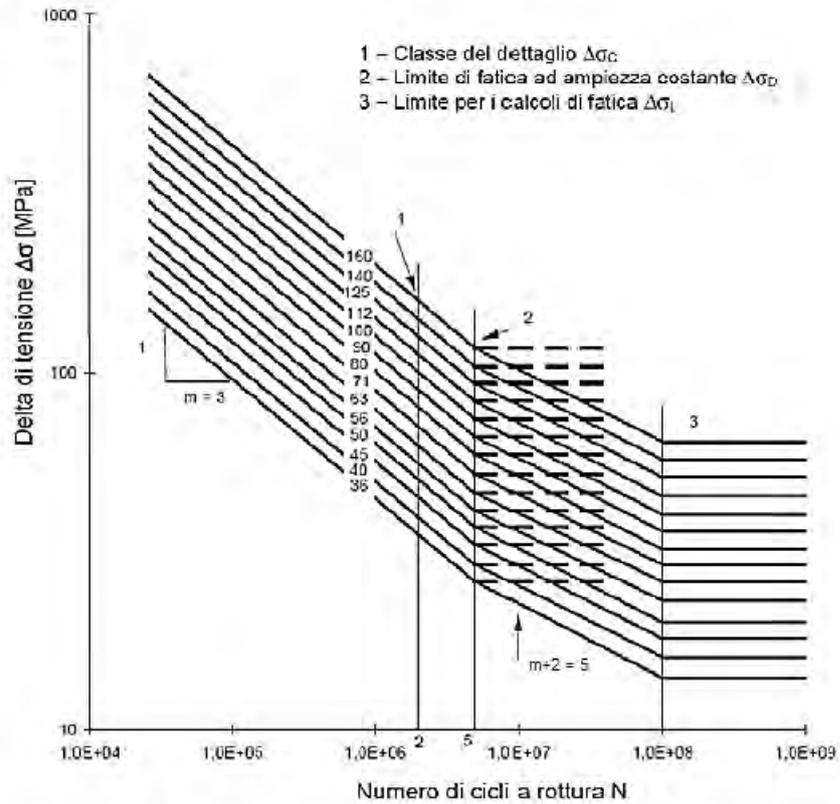


Figura C4.2.21 - Curve S-N per dettagli/elementi soggetti a tensioni normali

Le curve S-N per tensioni tangenziali sono caratterizzate, oltre che dalla classe $\Delta\tau_c$, dal limite per i calcoli a fatica, $\Delta\tau_L$, corrispondente a $N = 10^8$ cicli. L'equazione della curva S-N è:

$$\Delta\tau = \Delta\tau_c \left(\frac{2 \cdot 10^6}{N} \right)^{\frac{1}{m}} \quad \text{per } N \leq 10^8$$

$$\Delta\tau = \Delta\tau_L \quad \text{per } N > 10^8$$

dove $m = 5$, cosicchè risulta

$$\Delta\tau_L = 0.457 \Delta\tau_c.$$

Le curve S-N per tensioni tangenziali sono rappresentate in **Figura C4.2.23**.

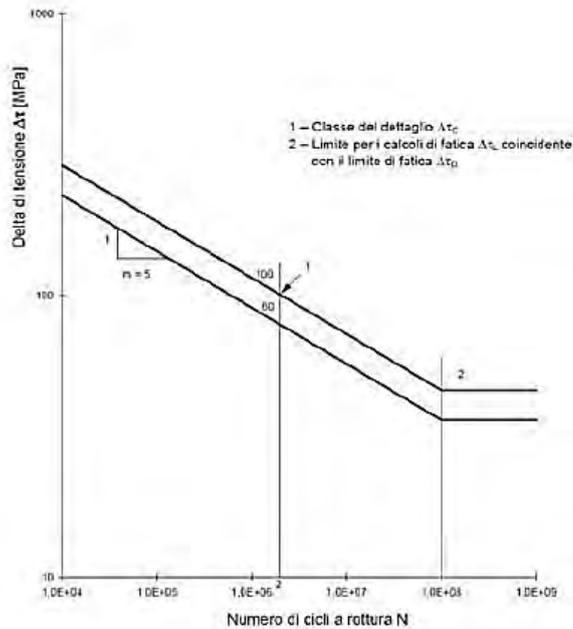


Figura C4.2.23 - Curve S-N per dettagli/elementi soggetti a tensioni tangenziali

Le suddette curve S-N sono ricavate sperimentalmente e divise in base a:

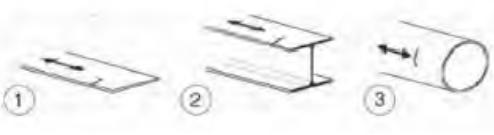
- **geometria dell'unione saldata;**
- direzione della sollecitazione;
- posizione del punto di possibile inizio della cricca;
- metodi di fabbricazione e ispezione della saldatura.

Le curve S-N, dato il carattere sperimentale, includono quindi gli effetti di:

- concentrazioni locali di tensione dovute alla geometria della saldatura;
- dimensione e forma delle discontinuità accettabili;
- direzione della tensione;
- tensioni residue;
- condizioni metallurgiche;
- i processi di saldatura e gli eventuali trattamenti migliorativi.

Si riportano le tabelle dei dettagli costruttivi:

Tabella C4.2.XIII.a *Dettagli costruttivi per prodotti laminati e estrusi e loro classificazione ($\Delta\sigma$)*

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
160 140 ⁽¹⁾		Prodotti laminati e estrusi 1) lamiere e piatti laminati; 2) Lamiere e piatti; 3) Profili cavi senza saldatura, rettangolari e circolari	Difetti superficiali e di laminazione e spigoli vivi devono essere eliminati mediante molatura
140 125 ⁽¹⁾		Lamiere tagliate con gas o meccanicamente 4) Taglio a gas automatico o taglio meccanico e successiva eliminazione delle tracce del taglio	4) Tutti i segni visibili di intaglio sui bordi devono essere eliminati. Le aree di taglio devono essere lavorate a macchina. Graffi e scalfitture di lavorazione devono essere paralleli agli sforzi.
125 112 ⁽¹⁾		5) Taglio a gas manuale o taglio a gas automatico con tracce del taglio regolari e superficiali e successiva eliminazione di tutti i difetti dei bordi	4) e 5) Angoli rientranti devono essere raccordati con pendenza $\leq 1:4$, in caso contrario occorre impiegare opportuni fattori di concentrazione degli sforzi. Non sono ammesse riparazioni mediante saldatura

(1) classe da adottare per acciai resistenti alla corrosione

Tabella C4.2.XIII.b *Dettagli costruttivi per prodotti laminati e estrusi e loro classificazione ($\Delta\tau$)*

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
100		6) e 7) Prodotti laminati e estrusi (come quelli di tabella C4.2.XVII.a) soggetti a tensioni tangenziali	$\Delta\tau$ calcolati con $\Delta\tau = \frac{\Delta V \cdot S(t)}{I \cdot t}$

Tabella C4.2.XIII.c *Bulloni sollecitati a taglio ($\Delta\tau$)*

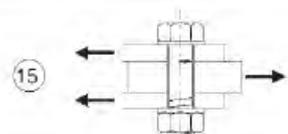
Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
100		15) Bulloni sollecitati a taglio su uno o due piani non interessanti la parte filettata. - Bulloni calibrati - Bulloni normali di grado 5, 6, 8, 8 e 10.9 e assenza di inversioni di carico	$\Delta\tau$ calcolati in riferimento all'area del gambo

Tabella C4.2.XIII.d Dettagli costruttivi per giunti chiodati o bullonati ($\Delta\sigma$)

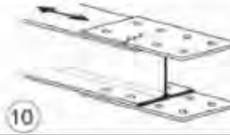
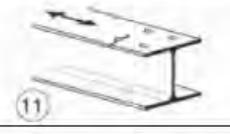
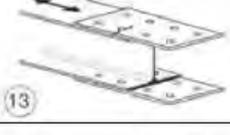
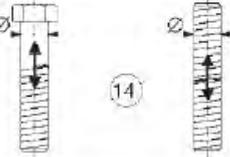
Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
112		8) Giunti bullonati con coprigiunti doppi e bulloni AR precaricati o bulloni precaricati iniettati	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione lorda
90		9) Giunti bullonati con coprigiunti doppi e bulloni calibrati o bulloni non precaricati iniettati	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione netta
		10) Giunti bullonati con coprigiunti singoli e bulloni AR precaricati o bulloni precaricati iniettati	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione lorda
		11) Elementi strutturali forati soggetti a forza normale e momento flettente	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione netta
80		12) Giunti bullonati con coprigiunti singoli e bulloni calibrati o bulloni non precaricati iniettati	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione netta
50		13) Giunti bullonati con coprigiunti singoli o doppi con bulloni con precaricati in fori di tolleranza normale. Assenza di inversioni del carico.	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione netta
50		14) Bulloni e barre filettate soggetti a trazione. Per bulloni di diametro $\phi > 30$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente $k_s = (30/\phi)^{0,25}$.	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione della parte filettata, considerando gli effetti dovuti all'effetto leva e alla flessione ulteriore. Per bulloni precaricati i $\Delta\sigma$ possono essere ridotti.

Tabella C4.2.XIV Dettagli costruttivi per sezioni saldate ($\Delta\sigma$)

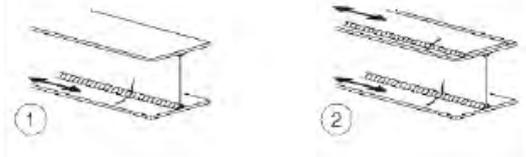
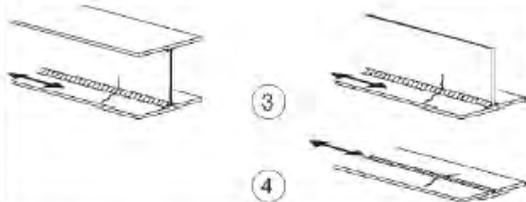
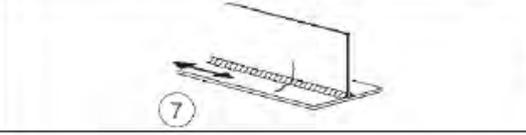
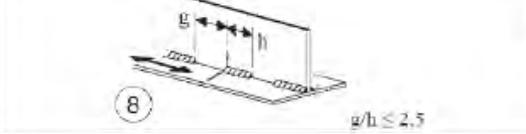
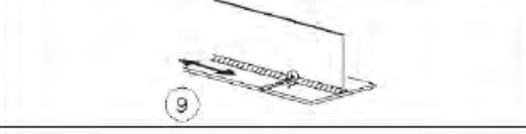
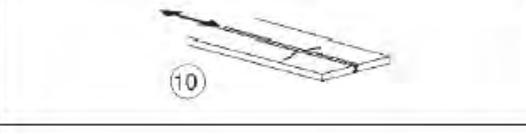
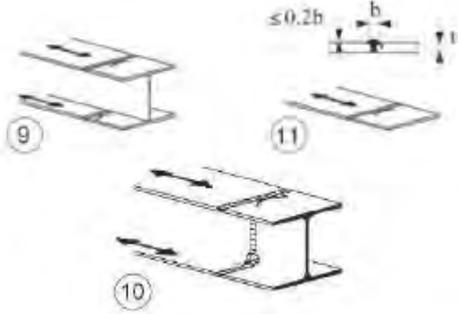
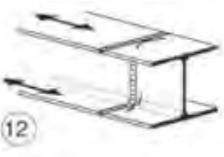
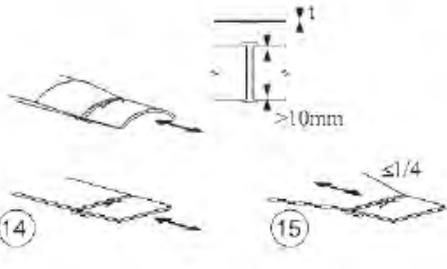
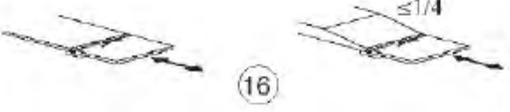
Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
125		Saldatura longitudinale continue 1) Saldatura automatica a piena penetrazione effettuata da entrambi i lati 2) Saldatura automatica a cordoni d'angolo. Le parti terminali dei piatti di rinforzo devono essere verificate considerando i dettagli 5) e 6) della tabella C4.2.XXI	1) e 2) Non sono consentite interruzioni/riprese, a meno che la riparazione sia eseguita da un tecnico qualificato e siano eseguiti controlli atti a verificare la corretta esecuzione della riparazione
112		3) Saldatura automatica a cordoni d'angolo o a piena penetrazione effettuata da entrambi i lati, ma contenente punti di interruzione/riprese. 4) Saldatura automatica a piena penetrazione su piatto di sostegno, non contenente punti di interruzione/riprese	4) Se il dettaglio contiene punti di interruzione/riprese, si deve far riferimento alla classe 100
100		5) Saldatura manuale a cordoni d'angolo o a piena penetrazione 6) Saldatura a piena penetrazione manuale o automatica eseguita da un solo lato, in particolare per travi a cassone	5) e 6) Deve essere assicurato un corretto contatto tra anima e piattabanda. Il bordo dell'anima deve essere preparato in modo da garantire una penetrazione regolare alla radice, senza interruzioni
100		7) Saldatura a cordoni d'angolo o a piena penetrazione, manuale o automatica, appartenente ai dettagli da 1) a 6) riparata	In caso di adozione di metodi migliorativi mediante molatura eseguita da tecnici qualificati, integrati da opportuni controlli, è possibile ripristinare la classe originaria
80		8) Saldatura longitudinale e cordoni d'angolo a tratti	Ac riferiti alle tensioni nella piattabanda
71		9) Saldatura longitudinale a piena penetrazione, a cordoni d'angolo e a tratti, con lunette di scarico di altezza non maggiore di 60 mm. Per lunette di altezza maggiore vedere dettaglio 1) della tabella C4.2.XX)	Ac riferiti alle tensioni nella piattabanda
125 (a) 112 (b) 90 (c)		10) Saldatura longitudinale a piena penetrazione	(a) Entrambe le facce molate in direzione degli sforzi e controlli non distruttivi al 100% (b) Come saldata, assenza di interruzioni/riprese (c) Con interruzioni/riprese
140 (a) 125 (b) 90 (c)		11) Saldatura longitudinale automatica di composizione in sezioni cave circolari o rettangolari, in assenza di interruzioni/riprese	(a) Difetti entro i limiti della EN1090. Spessore $t \leq 12,5$ mm (b) e controlli non distruttivi al 100% (b) Come saldata, assenza di interruzioni/riprese (c) Con interruzioni/riprese

Tabella C4.2.XV Dettagli costruttivi per saldature a piena penetrazione ($\Delta\sigma$)

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
112		<p>Saldature senza piatto di sostegno</p> <p>1) Giunti trasversali in piatti e lamiere</p> <p>2) Giunti di anime e piattabande in travi composte eseguiti prima dell'assemblaggio</p> <p>3) Giunti trasversali completi di profili laminati, in assenza di lunette di scarico</p> <p>4) Giunti trasversali di lamiere e piatti con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non maggiore di 1:4. Nelle zone di transizione gli intagli nelle saldature devono essere eliminati</p> <p>Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> $k_s = (25 / t)^{0.2}$	<p>Saldature effettuate da entrambi i lati, molate in direzione degli sforzi e sottoposte a controlli non distruttivi.</p> <p>Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura</p> <p>I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi</p> <p>3) Vale solo per profilati tagliati e risaldati</p>
90		<p>Saldature senza piatto di sostegno</p> <p>5) Giunti trasversali in piatti e lamiere</p> <p>6) Giunti trasversali completi di profili laminati, in assenza di lunette di scarico</p> <p>7) Giunti trasversali di lamiere e piatti con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non maggiore di 1:4. Nelle zone di transizione gli intagli nelle saldature devono essere eliminati</p> <p>Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> $k_s = (25 / t)^{0.2}$	<p>Saldature effettuate da entrambi i lati e sottoposte a controlli non distruttivi</p> <p>Sovraspessore di saldatura non maggiore del 10% della larghezza del cordone, con zone di transizione regolari</p> <p>Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura</p> <p>I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi</p> <p>Le saldature dei dettagli 5) e 7) devono essere eseguite in piano</p>
90		<p>8) Come il dettaglio 3), ma con lunette di scarico</p> <p>Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> $k_s = (25 / t)^{0.2}$	<p>Saldature effettuate da entrambi i lati, molate in direzione degli sforzi e sottoposte a controlli non distruttivi.</p> <p>Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura</p> <p>I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi</p> <p>I profili laminati devono avere le stesse dimensioni, senza differenza dovute a tolleranze</p>

80	 <p>9) Giunti trasversali in travi composte, in assenza di lunette di scarico</p> <p>10) Giunti trasversali completi di profili laminati, in presenza di lunette di scarico</p> <p>11) Giunti trasversali di lamiere, piatti, profilati e travi composte</p> <p>Per spessori $t \geq 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> $k_s = (25/t)^{0.2}$	<p>Saldature senza piatto di sostegno</p> <p>Saldature effettuate da entrambi i lati, non molate e sottoposte a controlli non distruttivi.</p> <p>Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura</p> <p>I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi</p> <p>Sovraspessore di saldatura non maggiore del 20% della larghezza del cordone, per i dettagli 9) e 11), o del 10% per il dettaglio 10, con zone di transizione regolari</p>
63	 <p>12) Giunti trasversali completi di profili laminati, in assenza di lunette di scarico</p>	<p>Saldature effettuate da entrambi i lati</p> <p>Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura</p> <p>I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi</p>
71 (36)	 <p>13) Giunti trasversali a piena penetrazione eseguiti da un solo lato, con piena penetrazione controllata mediante opportuni controlli non distruttivi.</p> <p>Per spessori $t \geq 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> $k_s = (25/t)^{0.2}$ <p>In assenza di controlli, si deve adottare la classe 36, per qualsiasi valore di t</p>	<p>Saldature senza piatto di sostegno</p> <p>Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura</p> <p>I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi</p>
71	 <p>14) Giunti trasversali in piatti e lamiere</p> <p>15) Giunti trasversali di lamiere e piatti con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non maggiore di 1:4.</p> <p>Vale anche per lamiere curve</p> <p>Per spessori $t \geq 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> $k_s = (25/t)^{0.2}$	<p>Saldature su piatto di sostegno</p> <p>I cordoni d'angolo che fissano il piatto di sostegno devono terminare a più di 10 mm dai bordi dell'elemento e devono essere interni alla saldatura di testa</p>
50	 <p>16) Saldature su piatto di sostegno permanente con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non maggiore di 1:4.</p> <p>Vale anche per lamiere curve</p> <p>Per spessori $t \geq 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p>	<p>Saldature su piatto di sostegno</p> <p>Da adottarsi quando i cordoni d'angolo che fissano il piatto di sostegno terminano a meno di 10 mm dai bordi dell'elemento o quando non può essere garantito un buon accoppiamento</p>

		$k_x = (25/t)^{0.2}$.	
71		<p>17) Saldature trasversali a piena penetrazione tra elementi di spessore differente con assi allineati</p> <p>Per spessori $t_1 > 25$ mm si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> <p>$k_x = (25/t_1)^{0.2}$.</p>	<p>Nel caso di disassamento la classe deve essere ridotta con il coefficiente</p> <p>$k_w = \left(1 + \frac{6e}{t_1} \frac{t_1^{1.5}}{t_1^{1.5} + t_2^{1.5}}\right)^{-1}$ da combinare, eventualmente, con k_x, quando $t_1 > 25$ mm</p>

Tabella C4.2.XVI Dettagli costruttivi per attacchi e irrigiditori saldati ($\Delta\sigma$)

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
80 (a) 71 (b) 63 (c) 56 (d)		<p>Attacchi saldati longitudinali</p> <p>1) La classe del dettaglio dipende dalla lunghezza dell'attacco</p> <p>(a) $L < 50$ mm (b) $50 < L < 80$ mm (c) $80 < L < 100$ mm (d) $L > 100$ mm</p>	<p>Spessore dell'attacco minore della sua altezza. In caso contrario vedi dettagli 5 e 6</p>
71		<p>2) Attacchi saldati longitudinali a piatti o tubi con $L > 100$ mm e $\alpha < 45^\circ$</p>	
80		<p>3) Fazzoletti d'attacco saldati a piatti o tubi con cordoni d'angolo longitudinali e dotati di raccordo di transizione terminale di raggio r.</p> <p>La parte terminale dei cordoni deve essere rinforzata, cioè a piena penetrazione, per una lunghezza maggiore di r.</p> <p>$r > 150$ mm</p>	<p>Raccordo di transizione di raggio r realizzato con taglio meccanico o a gas realizzato prima della saldatura del fazzoletto. Al termine della saldatura, la parte terminale deve essere molata in direzione della freccia per eliminare completamente la punta della saldatura</p>
90 (a) 71 (b) 50 (c)		<p>4) Fazzoletti d'attacco saldati a un lato di un piatto o della plattabanda di una trave e dotati di raccordo di transizione di raggio r.</p> <p>La lunghezza L deve essere valutata come per i dettagli 1), 2) e 3).</p> <p>La stessa classificazione può essere adottata anche per plattabande saldate dotate di raccordo di transizione di raggio r.</p> <p>(a) $r \geq L/3$ o $r > 150$ mm (b) $L/3 > r \geq L/6$ (c) $r < L/6$</p>	<p>Raccordo di transizione di raggio r realizzato con taglio meccanico o a gas realizzato prima della saldatura del fazzoletto. Al termine della saldatura, la parte terminale deve essere molata in direzione della freccia per eliminare completamente la punta della saldatura</p>
40		<p>5) Come saldato, senza raccordo di transizione</p>	

<p>80 (a) 71 (b)</p>		<p>Attacchi trasversali</p> <p>6) Saldati a una piastra 7) Nervature verticali saldate a un profilo o a una trave composta 8) Diagrammi di travi a cassone composte, saldati all'anima o alla piattabanda</p> <p>(a) $l \leq 50$ mm (b) $50 < l \leq 80$ mm</p> <p>Le classi sono valide anche per nervature anulari</p>	<p>6) e 7) Le parti terminali delle saldature devono essere modate accuratamente per eliminare tutte le rientranze presenti</p> <p>7) Se la nervatura termina nell'anima, $\Delta\sigma$ deve essere calcolato usando le tensioni principali</p>
<p>80</p>		<p>9) Effetto della saldatura del piedo sul materiale base della piastra</p>	

Tabella C4.2.XVII.a *Connessioni saldate direttamente sollecitate ($\Delta\sigma$)*

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
<p>80 (a) 71 (b) 63 (c) 56 (d) 50 (e) 45 (f) 40 (g)</p>		<p>Giunti a croce o a T</p> <p>1) Lesioni al piede della saldatura in giunti a piena penetrazione o a parziale penetrazione</p> <p>2) Lesione al piede della saldatura a partire dal bordo del piatto caricato, in presenza di picchi locali di tensione nelle parti terminali della saldatura dovuti alla deformabilità del pannello</p> <p>(a) $l \leq 50$ mm e t qualsiasi (b) $50 < l \leq 80$ mm e t qualsiasi (c) $80 < l \leq 100$ mm e t qualsiasi (d) $100 < l \leq 120$ mm e t qualsiasi (d) $l > 120$ mm e $t \leq 20$ mm (e) $120 < l \leq 200$ mm e $t > 20$ mm (e) $l > 200$ mm e $20 < t \leq 30$ mm (f) $200 < l \leq 300$ mm e $t > 30$ mm (f) $l > 300$ mm e $30 < t \leq 50$ mm (g) $l > 300$ mm e $t > 50$ mm</p>	<p>1) Il giunto deve essere controllato: le discontinuità e i disallineamenti devono essere conformi alle tolleranze della EN1090.</p> <p>2) Nel calcolo di $\Delta\sigma$ si deve far riferimento al valore di picco delle tensioni, mediante un opportuno fattore di concentrazione degli sforzi k</p> <p>1) e 2) Il disallineamento dei piatti caricati non deve superare il 15% dello spessore della piastra intermedia</p>
<p>36*</p>		<p>Giunti a croce o a T</p> <p>3) Lesione alla radice della saldatura in giunti a T a cordoni d'angolo, a parziale penetrazione e a parziale penetrazione equivalente alla piena penetrazione</p>	<p>Nelle saldature a parziale penetrazione sono richieste due verifiche: la prima riguardo alle lesioni alla radice della saldatura deve essere riferita alla classe 36* per $\Delta\sigma$ e alla classe 80 per $\Delta\tau$; la seconda riguardo alle lesioni al piede della saldatura nel piatto caricato deve essere riferita</p>

			<p>alle classi dei dettagli 1 e 2 della presente tabella</p> <p>Il disallineamento dei piatti caricati non deve superare il 15% dello spessore della piastra intermedia</p>
come dettaglio 1		<p>Giunzioni a sovrapposizione</p> <p>4) Giunzione a sovrapposizione a cordoni d'angolo (verifica della piastra principale)</p>	<p>$\Delta\sigma$ nella piastra principale deve essere calcolato considerando l'area indicata in figura (diffusione con pendenza 1:2)</p> <p>Le saldature devono terminare a più di 10 mm dal bordo della piastra.</p> <p>Le verifiche a fatica della saldatura per tensioni tangenziali devono essere effettuate in riferimento al dettaglio 8 (Tabella C4..2.XVII.b)</p>
45*		<p>Giunzioni a sovrapposizione</p> <p>4) Giunzione a sovrapposizione a cordoni d'angolo (verifica degli elementi sovrapposti)</p>	<p>$\Delta\sigma$ è riferito agli elementi sovrapposti</p> <p>Le saldature devono terminare a più di 10 mm dal bordo della piastra.</p> <p>Le verifiche a fatica della saldatura per tensioni tangenziali devono essere effettuate in riferimento al dettaglio 8 (Tabella C4..2.XVII.b)</p>
56* (a) 50 (b) 45 (c) 40 (d) 36 (e)		<p>Coprigiunti di travi e travi composte</p> <p>6) Zone terminali di coprighiunti saldati singoli o multipli, con o senza cordoni terminali trasversali</p> <p>(a) $t_c < t$ e $t \leq 20$ mm (b) $t_c < t$ e $20 < t \leq 30$ mm (b) $t_c \geq t$ e $t \leq 20$ mm (c) $t_c < t$ e $30 < t \leq 50$ mm (c) $t_c \geq t$ e $20 < t \leq 30$ mm (d) $t_c < t$ e $t > 50$ mm (d) $t_c \geq t$ e $30 < t \leq 50$ mm (e) $t_c \geq t$ e $t > 50$ mm</p>	<p>Se il coprighiunto è più largo della flangia occorre eseguire un cordone terminale trasversale, che deve essere accuratamente molato per eliminare le incisioni marginali</p> <p>La lunghezza minima del coprighiunto è 300 mm</p>
56		<p>Coprigiunti di travi e travi composte</p> <p>7) Zone terminali di coprighiunti saldati con cordone terminale rinforzato di lunghezza minima $5 t_c$</p>	<p>Cordone trasversale rinforzato molato e raccordato.</p> <p>Se $t_c > 20$ mm, il raccordo di pendenza non maggiore di 1:4, deve essere esteso fino al bordo superiore del coprighiunto</p>

Tabella C4.2.XVII.b Connessioni saldate direttamente sollecitate ($\Delta\sigma$)

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
80		<p>8) Cordoni d'angolo continui soggetti a sforzi di sovrapposizione, quali quelli di composizione tra anima e piattabanda in travi composte saldate</p> <p>9) Giunzioni a sovrapposizione a cordoni d'angolo soggette a tensioni tangenziali</p>	<p>8) A_r deve essere calcolato in riferimento alla sezione di gola del cordone</p> <p>9) A_r deve essere calcolato in riferimento alla sezione di gola del cordone, considerando la lunghezza totale del cordone, che deve terminare a più di 10 mm dal bordo della piastra</p>

Tabella C4.2.XVIII Dettagli costruttivi e resistenza a fatica per le vie di corsa di carriponti.

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
160		1) Sezioni laminata ad I o H	La classe è relativa al delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nell'anima dai carichi ruota
71		2) Saldatura a piena penetrazione a T	La classe è relativa al delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nell'anima dai carichi ruota
36*		3) Saldatura a T a parziale penetrazione o a piena penetrazione equivalente a parziale penetrazione	La classe è relativa al delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nella sezione di gola della saldatura dai carichi ruota
36*		4) Saldature a cordone d'angolo	La classe è relativa al delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nella sezione di gola della saldatura dai carichi ruota
71		5) Saldatura a T a piena penetrazione tra anima e piattabanda a T	La classe è relativa al delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nell'anima dai carichi ruota
36*		6) Saldatura a T a parziale penetrazione o a piena penetrazione equivalente a parziale penetrazione tra anima e piattabanda a T	La classe è relativa al delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nella sezione di gola della saldatura dai carichi ruota
36*		7) Saldatura a T a cordoni d'angolo tra anima e piattabanda a T	La classe è relativa al delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nella sezione di gola della saldatura dai carichi ruota

3.1.1.1. Verifica a Fatica

La verifica a fatica a vita illimitata come quella che si userà in tutta la tesi è la seguente:

$$\Delta\sigma_{Sd} < \frac{\Delta\sigma_{Rd}}{\gamma_M}$$

dove:

$\Delta\sigma_{Sd}$ è l'escursione di tensione (effettiva o equivalente allo spettro di tensione) prodotta dalle azioni cicliche di progetto che inducono fenomeni di fatica con coefficiente parziale $\gamma_F = 1$, nel caso l'azione sia un carico certo e non soggetto a errori di valutazione, altrimenti se ne tiene conto utilizzando un coefficiente parziale correttivo $\gamma_F \neq 1$;

$\Delta\sigma_{Rd}$ la resistenza a fatica per la relativa categoria dei dettagli costruttivi, come desumibile dalle curve S-N di resistenza a fatica, per il numero totale di cicli di sollecitazione N applicati durante la vita di progetto richiesta;

γ_M coefficiente parziale definito nella tab. 4.2.IX.

Tabella 4.2.IX Coefficienti di sicurezza da assumere per le verifiche a fatica.

Criteri di valutazione	Conseguenze della rottura	
	Conseguenze moderate	Conseguenze significative
Danneggiamento accettabile	$\gamma_M = 1,00$	$\gamma_M = 1,15$
Vita utile a fatica	$\gamma_M = 1,15$	$\gamma_M = 1,35$

Le curve S-N reperibili in letteratura sono riferite ai valori nominali delle tensioni.

Per i dettagli costruttivi dei quali non sia nota la curva di resistenza a fatica le escursioni tensionali posso riferirsi alle tensioni geometriche o di picco, cioè alle tensioni principali nel metallo base in prossimità della potenziale lesione, secondo le modalità e le limitazioni specifiche del metodo, nell'ambito della meccanica della frattura.

3.1.1.2. Verifica a fatica dei giunti saldati a cordone d'angolo

La tensione nominale da utilizzarsi nelle verifiche a fatica di saldature a cordone d'angolo o a parziale penetrazione (SEN 1993-1-8), fa riferimento alla tensione sopportata dalla sezione di gola efficace della saldatura, per sezione di gola efficace si intende la filettatura doppia come mostrato in **Fig.3.1** (i.e. $w = 2a$).

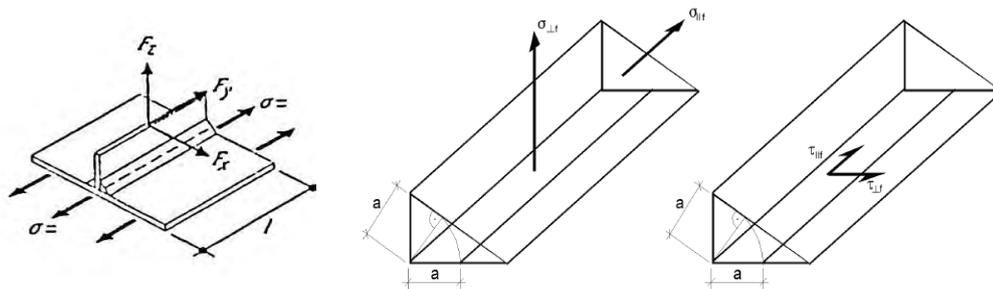


Fig.3.1, Tensioni sulla sezione di gola della saldatura.

Tensione nominale assiale:

$$\sigma_w = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \sigma_{\parallel}^2} \quad \text{con } \sigma_{\perp} = \frac{F_z}{w l}$$

Tensione nominale tangenziale:

$$\tau_w = \tau_{\parallel} = \frac{F_y}{w l}$$

$$\tau_w = \tau_{\perp} = \frac{F_x}{w l}$$

Le forze risultanti sono definite in modo tale che i momenti causati da F_x e F_y possano essere trascurati.

3.1.2. *Det Norske Verita (DNV) e International Institute of Welding (IIW)*

La maggiormente sperimentale normativa DNV (sviluppata principalmente per l'industria navica e per le strutture off-shore) e le linee guida dell'IIW adottano l'approccio alle tensioni nominali fin qui presentato per EC3 e NTC08 ma con delle lievi modifiche:

- le curve S-N risultano bilineari anziché trilineari e il cambio di pendenza è univocamente posto in corrispondenza a $N=10^7$ cicli;

- i tratti orizzontali delle curve sono sostituiti con tratti a pendenza costante sulla base di prove sperimentali che dimostrano che, soprattutto ad elevati cicli, una resistenza a fatica del tutto costante non è realistica;
- viene introdotto un fattore correttivo che tiene in considerazione lo spessore delle piastre (nel caso di dettagli saldati) e in particolare riduce il bonus di resistenza delle piastre di piccolo spessore (inferiore a 25 mm).

Di seguito si riporta per esteso solo l'approccio adottato dalla DNV in quanto l'approccio dell'IIW è del tutto simile.

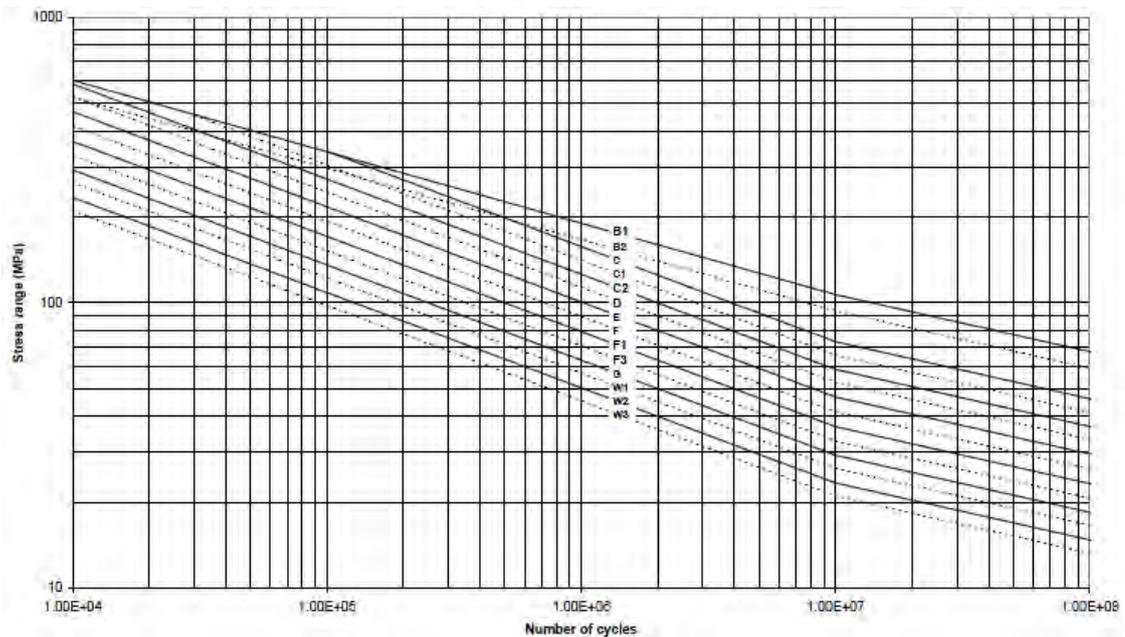
Basandosi sulle curve S-N, la norma applica la seguente equazione sperimentale che mette in relazione tensione e numero di cicli a fatica:

$$\log N = \log \bar{a} - m \log \left(\Delta \sigma \left(\frac{t}{t_{ref}} \right)^k \right)$$

dove, con riferimento alla tabella sottostante, i termini hanno il seguente significato: m è il coefficiente angolare delle curve di resistenza a fatica avente valore 3 e/o 5; $\log \bar{a}$ è l'intercetta dell'asse delle ordinate con la curva di riferimento; t_{ref} è lo spessore di riferimento pari a 25 mm per giunti saldati non tubolari, 32 mm per tubolari; t è lo spessore della piastra soggetta all'avanzamento della rottura ed è assunto pari a t_{ref} per t inferiore a t_{ref} ; k è un esponente correttivo dello spessore.

S-N curve	$N \leq 10^7$ cycles		$N > 10^7$ cycles $\log \bar{a}_2$ $m_2 = 5.0$	Fatigue limit at 10^7 cycles *)	Thickness exponent k
	m_1	$\log \bar{a}_1$			
B1	4.0	15.117	17.146	106.97	0
B2	4.0	14.885	16.856	93.59	0
C	3.0	12.592	16.320	73.10	0.15
C1	3.0	12.449	16.081	65.50	0.15
C2	3.0	12.301	15.835	58.48	0.15
D	3.0	12.164	15.606	52.63	0.20
E	3.0	12.010	15.350	46.78	0.20
F	3.0	11.855	15.091	41.52	0.25
F1	3.0	11.699	14.832	36.84	0.25
F3	3.0	11.546	14.576	32.75	0.25
G	3.0	11.398	14.330	29.24	0.25
W1	3.0	11.261	14.101	26.32	0.25
W2	3.0	11.107	13.845	23.39	0.25
W3	3.0	10.970	13.617	21.05	0.25
T	3.0	12.164	15.606	52.63	0.25 for SCF \leq 10.0 0.30 for SCF $>$ 10.0

Le curve S-N per tensioni normali sono rappresentate nella figura seguente.



Andamento delle curve S-N per tensioni normali, secondo DNV.

Nel caso di combinazione di sforzi normali e tangenziali, le normative trattate indicano in genere delle formule di interazione basate sulla regola di accumulo del danno di Palmgren-Miner per i carichi non proporzionali, mentre si fa riferimento alla massima tensione principale nel caso di carichi in fase.

3.2. Normative con le Tensioni di Hot Spot

3.2.1. *Det Norske Veritas (DNV) e International Institute of Welding (IIW).*

Le trattazioni proposte da IIW e DNV prevedono la possibilità di applicazione del metodo Hot Spot per la determinazione delle tensioni e trovano il loro utilizzo nel calcolo a fatica di unioni saldate con cordone di saldatura o con punti di saldatura (spot weld). Il termine Hot Spot definisce infatti il punto critico alla base del cordone **di saldatura dove si prevede l'inizio della cricca per fatica e il campo di applicazione si limita generalmente ai casi di carico che producono uno stato di tensione prevalentemente trasversale al cordone.** La predizione della vita a fatica è affidata alle curve S-N riferite alla tensione di Hot Spot ovvero a delle specifiche classi di fatica (FAT). Nel caso di utilizzo delle curve S-N riferite alla tensione nominale, è necessario utilizzare dei coefficienti di concentrazione delle tensioni (SCF), dati dal rapporto tra tensioni nominali e tensioni di hot spot:

$$\sigma_{hot\ spot} = SCF \cdot \sigma_{nominal}$$

Il calcolo della vita a fatica è poi del tutto analogo al metodo basato sulle tensioni nominali.

Rispetto ai metodi basati sulle tensioni nominali, l'utilizzo delle tensioni di Hot Spot permette di considerare gli effetti dovuti alla variazione dimensionale dei dettagli geometrici che possono avere un'importanza considerevole nella previsione del comportamento a fatica.

Le tensioni di Hot Spot risultano quindi dipendenti da:

- lo spessore del materiale di base;
- la curvatura del cordone di saldatura.

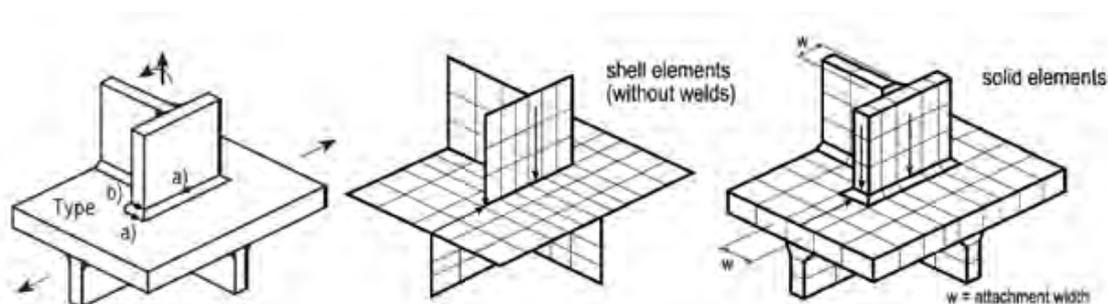
I metodi basati sulle tensioni di Hot Spot risultano in genere più allineati con i risultati sperimentali rispetto ai metodi basati sulle tensioni nominali e permettono di analizzare casi più complessi.

In questo contesto appare evidente come diventi di fondamentale importanza la corretta modellazione agli elementi finiti del dettaglio considerato. Per questo motivo, ai fini di una corretta determinazione delle tensioni, entrambe le normative considerate fanno riferimento a precise regole di modellazione. A seconda delle **necessità è consentito l'utilizzo sia di elementi shell/plate sia di elementi solidi.**

Qualora si faccia ricorso ad elementi 2D, per meglio cogliere le variazioni di tensione (soprattutto in presenza di forti gradienti tensionali), si consiglia l'uso di elementi a 8-nodi disposti nel piano medio dell'elemento strutturale. Nei modelli più semplificati è possibile non modellare i cordoni di saldatura, modellazione che invece si rende necessaria qualora siano presenti effetti di inflessione locale accentuati (ad es. saldatura tra piatti sfalsati o saldature adiacenti molto ravvicinate). Nel caso in cui si **scelga di rappresentare l'effetto della saldatura, la modellazione del cordone può avvenire mediante elementi shell/plate inclinati aventi opportuno spessore (solitamente pari alla sezione di gola), mediante rigid links o mediante un incremento di spessore dei piatti saldati in corrispondenza degli elementi sottesi dalla saldatura (vedi IIW-1823-07 cap§2.2).** Nell'utilizzo di **elementi shell/plate** è intrinseca la linearizzazione della tensione nello spessore e di conseguenza la soppressione del picco tensionale (notch stress) al piede della saldatura, tuttavia, la tensione di hot spot viene solitamente determinata con riferimento a specifici punti e mediante estrapolazione lineare o quadratica (vedi sotto).

Qualora, in particolare per modelli complessi, si faccia ricorso ad elementi 3D, si consiglia l'uso di elementi isoparametrici a 20 nodi che permettono di disporre un unico elemento nello spessore dei piatti saldati e al contempo di cogliere gradienti di tensione elevati.

Nel caso in cui la tensione di Hot Spot sia determinata mediante estrapolazione, le direzioni di estrapolazione e i punti di interesse, definiti Hot Spot di tipo **a)** e di tipo **b)** a seconda della geometria del giunto saldato e del tipo di sollecitazione, sono indicati dalla normativa (vedi figura sottostante). Se la saldatura non è modellata, l'extrapolazione deve essere riferita al punto di intersezione dei piatti saldati, al fine di non sottostimare la tensione a causa del mancato contributo di rigidità del cordone.



Definizione dei punti di Hot Spot e delle relative direzioni di estrapolazione per dettagli composti da piatti saldati.

Nel seguito si riportano le regole di estrapolazione nel caso di Hot Spot di **tipo a)**:

- 1) Nel caso di mesh avente elementi di lato non superiore a $0,4t$ (dove t è lo spessore del piatto di base) nella zona circostante l'Hot Spot ed estrapolazione lineare, la valutazione della tensione deve essere fatta in corrispondenza di due punti posti rispettivamente a distanza di $0,4t$ e $1,0t$ dall'Hot Spot:

$$\sigma_{hs} = 1,67 \cdot \sigma_{0,4t} - 0,67 \cdot \sigma_{1,0t}$$

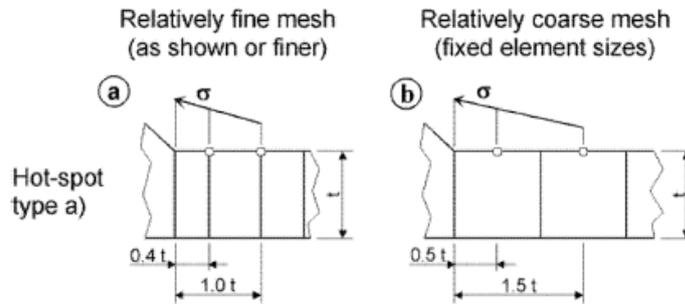
- 2) Nel caso di mesh come al punto 1) ma estrapolazione quadratica (consigliata in presenza di forti non linearità della distribuzione tensionale), la valutazione della tensione deve essere fatta in corrispondenza di tre punti posti rispettivamente a distanza di $0,4t$, $0,9t$ e $1,4t$ dall'Hot Spot:

$$\sigma_{hs} = 5,52 \cdot \sigma_{0,4t} - 2,24 \cdot \sigma_{0,9t} + 0,72 \cdot \sigma_{1,4t}$$

- 3) Nel caso di mesh rada e avente elementi del secondo ordine, di lato pari allo spessore del piatto di base, la valutazione delle tensioni deve essere fatta

rispettivamente a distanza di $0,5t$ e $1,5t$ dall'Hot Spot e in corrispondenza dei nodi medi dei lati degli elementi:

$$\sigma_{hs} = 1,5 \cdot \sigma_{0,5t} - 0,5 \cdot \sigma_{1,5t}$$



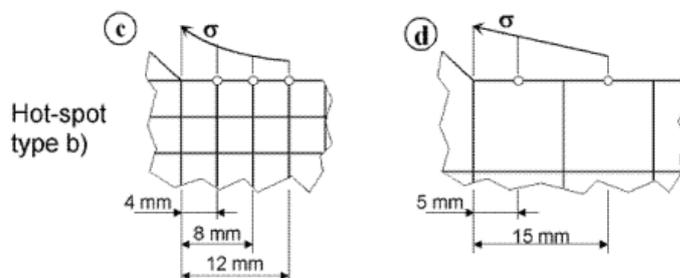
Estrapolazione lineare superficiale per Hot Spot di tipo a), nei due casi di mesh raffinata e mesh rada.

Si riportano di seguito le regole per il caso di Hot Spot di **tipo b)**:

- 4) Nel caso di mesh raffinata con elementi non più grandi di 4mm: si valuta la tensione su tre punti rispettivamente a distanza di 4mm, 8mm e 12mm e l'estrapolazione è di tipo quadratica.

$$\sigma_{hs} = 3 \cdot \sigma_{4mm} - 3 \cdot \sigma_{8mm} + \sigma_{12mm}$$

- 5) Nel caso di mesh grossolana con elementi di ordine superiore aventi dimensioni pari a 10mm: si valuta la tensione nei punti che stanno nel centro dei primi due elementi, cioè a 5mm e a 15mm, infine l'estrapolazione è di tipo lineare.



Estrapolazione quadratica e lineare superficiale per Hot Spot di tipo b), nei due casi di mesh raffinata e mesh rada.

Come si evince da quanto visto finora il metodo dell'Hot Spot si divide in due tipi (Niemi, 1995):

- Hot Spot di tipo a) è studiata la saldatura sulla superficie del piatto (plate)
- Hot Spot di tipo b) è studiata la saldatura sul bordo del piatto (plate)

Il caso di studio in esame in questa tesi rientra nell'Hot Spot di tipo a) per cui verrà d'ora in poi smesso di riportare l'Hot Spot di tipo b).

3.2.1.1. Verifica di Fatica

Come per le tensioni nominali anche per le tensioni nominali modificate o per le tensioni geometriche valgono i seguenti limiti (vedi EC 1993-1-9 cap.8):

$$\Delta\sigma \leq 1,5 f_y$$

$$\Delta\tau \leq 1,5 \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

Risultano verificate a fatica le tensioni che seguono il seguente limite

$$\Delta\sigma_{sd} \cdot \gamma_F \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$$

dove:

$\Delta\sigma_{sd}$ per tensioni nominali modificate o per tensioni geometriche (Hot Spot) può essere determinato come segue:

$$\Delta\sigma_{sd} \cdot \gamma_F = K_f \cdot (\Delta\sigma_{sd}^* \cdot \gamma_F)$$

dove: $\Delta\sigma_{sd}^* \cdot \gamma_F$ è il delta di tensione di progetto calcolata con il modello semplificato (modello beam o truss); K_f è il fattore di concentrazione il cui valore può essere preso dalla letteratura o calcolato attraverso un appropriato modello agli elementi finiti;

$\Delta\sigma_c$ è la resistenza a fatica per la relativa categoria dei dettagli costruttivi, come desumibile dalle curve S-N di resistenza a fatica, varia in base al numero totale di cicli di sollecitazione N applicati durante la vita di progetto richiesta;

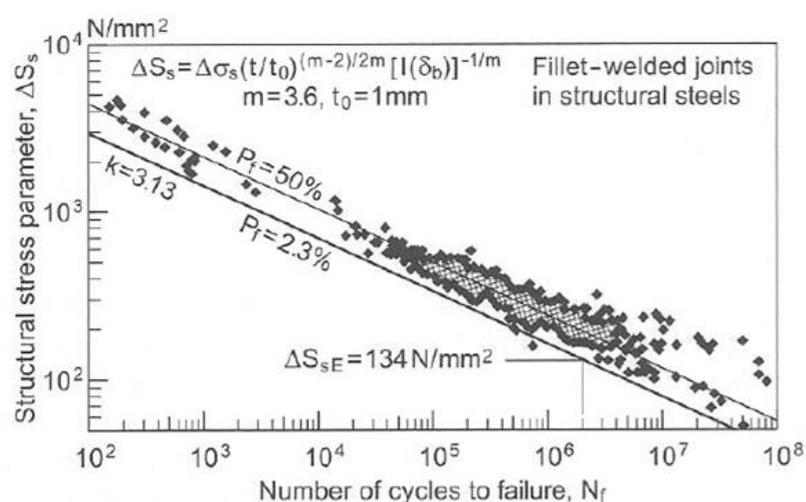
γ_M, γ_F sono coefficienti scelti, rispettivamente, in base al grado di danneggiamento dell'elemento e all'aleatorietà del carico.

3.3. Normative con le Tensioni Strutturali

3.3.1. ASME Boiler & Pressure Vessel Code Sezione VIII

Div.

Il metodo proposto da P. Dong e dal Battelle Institute è stato ufficialmente riconosciuto nel 2007 e adottato dalla normativa americana ASME *Boiler & Pressure Vessel Code* Section VIII Div.2. Il metodo come presentato in precedenza si propone di risolvere il problema del calcolo a fatica di componenti saldati attraverso lo sviluppo di una procedura generale valida per ogni tipo di geometria e insensibile alla raffinatezza della mesh. La normativa ASME, adottando tale metodo, per prima risolve inoltre un problema tipico di ogni altro codice ovvero quello della scelta (peraltro spesso soggettiva) del dettaglio di riferimento per i calcoli a fatica (e quindi della classe di fatica), viene proposta infatti un'unica curva S-N valida per ogni tipologia di dettaglio e definita Master S-N Curve. Tale proposta è giustificata da numerosi test a fatica, diversi per tipologia di giunto e modalità di carico, che dimostrano come i risultati in termini di parametro Equivalent Structural Stress siano effettivamente allineati lungo una retta (vedi figura sottostante) con una dispersione molto limitata, in particolare se confrontata con i corrispondenti risultati in termini di Nominal Stress.



Distribuzione dei valori di Tensione Strutturale in funzione del numero di cicli a rottura. Si nota come i risultati siano disposti lungo una retta e come la dispersione sia decisamente contenuta.

Il calcolo della vita a fatica è definito a partire dal valore della tensione Structural Stress e dalle sue componenti membranale e flessionale (vedi §2.2.4). La previsione di vita a fatica è poi basata su un parametro che mette in relazione la tensione Structural Stress, la condizione di carico e la geometria di un determinato dettaglio

saldato con la Master Curve. Tale parametro è definito Equivalent Structural Stress (ΔS_{ESS}).

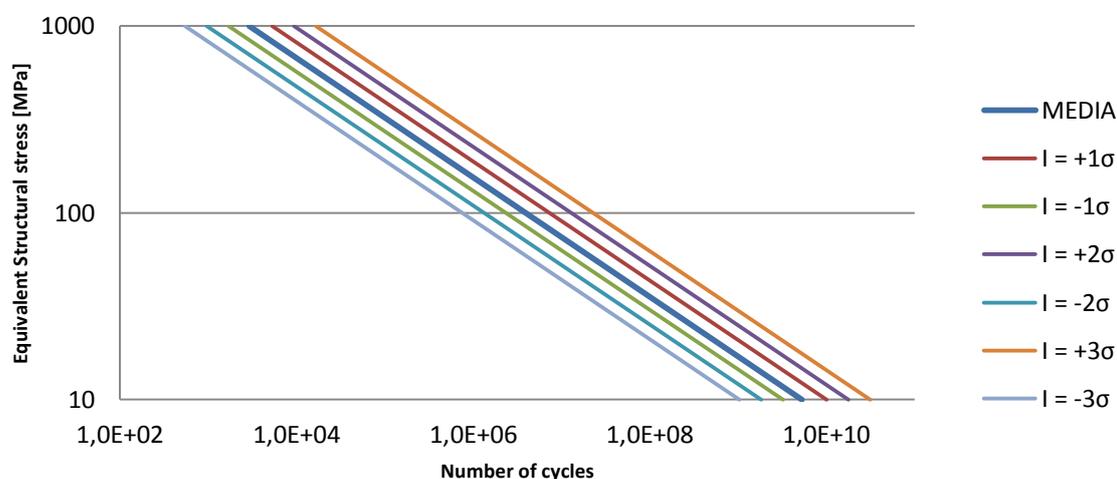
La formulazione della Master S-N Curve è la seguente:

$$N = \frac{f_I}{f_E} \left(\frac{f_{MT} \cdot C}{\Delta S_{ESS}} \right)^{\frac{1}{h}}$$

dove, C e h sono le costanti definite per varie basi statistiche, presentate nella tabella sottostante; f_E è un parametro che prende in considerazione gli effetti ambientali e di corrosione ed è assunto pari a 4 in assenza di informazioni specifiche (nella presente esercitazione è tuttavia assunto pari a 1 in quanto si ritiene che il dettaglio sia indagato in condizioni protette); f_{MT} è un coefficiente correttivo che tiene conto della temperatura di servizio (da applicare solo in caso di temperatura superiore a 21°C e materiale diverso da acciaio); f_I è un coefficiente che tiene conto della tecnologia di saldatura utilizzata.

Base Statistica	C	h
Media	19930,2	0,3195
Intervallo di confidenza sup. al 95% (+1 σ)	23885,8	0,3185
Intervallo di confidenza inf. al 95% (-1 σ)	16629,7	0,3185
Intervallo di confidenza sup. al 95% (+2 σ)	28626,5	0,3185
Intervallo di confidenza inf. al 95% (-2 σ)	13875,7	0,3185
Intervallo di confidenza sup. al 99% (+3 σ)	34308,1	0,3185
Intervallo di confidenza inf. al 99% (-3 σ)	11577,9	0,3185

Contrariamente alla maggior parte delle normative, l'ASME non prevede un limite di resistenza costante a vita infinita e quindi tutti i cicli di carico sono considerati dannosi. L'andamento della Master Curve, al variare della base statistica e con l'assunzione di coefficienti f_I , f_E , f_{MT} unitari, è il seguente:



Nella progettazione a fatica la normativa prevede di considerare la curva relativa **all'intervallo di confidenza inferiore al 99% (-3σ) se non diversamente specificato**; nella presente esercitazione, tuttavia, si fa riferimento alla curva media in quanto **l'intento non è la progettazione quanto la verifica di provini sperimentali**.

Il parametro Equivalent Structural Stress (ΔS_{ESS}) è calcolato con la seguente formula:

$$\Delta S_{ess} = \frac{\Delta \sigma_s}{t_{ess}^{\left(\frac{2-m}{2m}\right)} \cdot I_m^{\frac{1}{m}} \cdot f_M}$$

dove:

- $\Delta \sigma_s$ è il range di variazione della tensione Structural Stress;
- **m** è l'esponente riferito allo **Stress Intensity Factor** (K) nella legge di Paris modificata, che definisce la forma e la modalità di avanzamento della frattura, viene assunto pari a 3,6 (su proposta di P. Dong);
- r è il rapporto tra la componente flessionale della tensione Structural Stress e il suo valore totale, tale parametro permette di considerare la componente non lineare di tensione dovuta agli effetti locali;
- $t_{ess}^{(2-m)/2m}$ è un parametro correttivo, derivante da principi della meccanica della frattura, e dipendente dallo spessore che contribuisce a ridurre la dispersione dei valori della tensione Structural Stress, dove, posto t lo spessore del piatto di base del dettaglio saldato, si ha:

$$t_{ess} = 16 \text{ mm} \quad \text{per } t \leq 16 \text{ mm};$$

$$t_{ess} = t \quad \text{per } 16 \text{ mm} < t < 150 \text{ mm};$$

$$t_{ess} = 150 \text{ mm} \quad \text{per } t \geq 150 \text{ mm};$$

- $I(r)$ è una funzione del rapporto r che permette di correggere lo Structural Stress in funzione del tipo di carico agente sul dettaglio studiato e vale:

$$I(r)^{\frac{1}{m}} = \frac{(1,23 - 0,364 \cdot r - 0,17 \cdot r^2)}{(1,007 - 0,306 \cdot r - 0,178 \cdot r^2)}$$

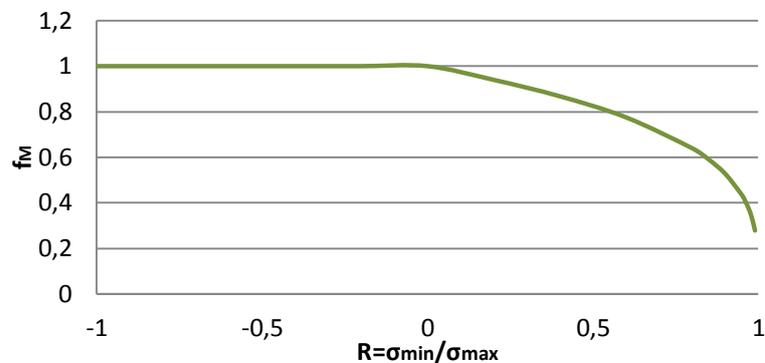
- f_M è un coefficiente variabile minore o uguale a 1 che considera l'influenza sulla vita a fatica della media delle tensioni. Il suo valore è definito dalle seguenti relazioni:

$$f_{M,k} = (1 - R_k)^{\frac{1}{m_s}} \quad \text{for} \quad \begin{cases} \sigma_{mean,k} \geq 0.5S_{y,k}, \text{ and} \\ R_k > 0, \text{ and} \\ |\Delta\sigma_{m,k} + \Delta\sigma_{b,k}| \leq 2S_{y,k} \end{cases}$$

$$f_{M,k} = 1.0 \quad \text{for} \quad \begin{cases} \sigma_{mean,k} < 0.5S_{y,k}, \text{ or} \\ R_k \leq 0, \text{ or} \\ |\Delta\sigma_{m,k} + \Delta\sigma_{b,k}| > 2S_{y,k} \end{cases}$$

$$R_k = \frac{\sigma_{min,k}}{\sigma_{max,k}}$$

L'andamento del fattore correttivo f_M è meglio rappresentato dal seguente grafico:



Nel caso di sollecitazioni multiassiali la normativa ASME propone un criterio che consente di prendere in considerazione le azioni taglianti nel calcolo a fatica e un eventuale sfasamento tra σ e τ .

La relazione utilizzata sostanzialmente la legge di Von Mises modificata come segue:

$$\Delta S_S = \frac{1}{F(\delta)} \left[\left(\frac{\Delta\sigma_S}{t^{(2-m)/(2m)} I(r)^{1/m}} \right)^2 + 3 \left(\frac{\Delta\tau_S}{t^{(2-m)/(2m)} I_\tau(r)^{1/m}} \right)^2 \right]^{0.5}$$

Dove $F(\delta)$ è una funzione che considera lo sfasamento tra le tensioni σ e τ . Se entrambe le sollecitazioni possono essere descritte da una funzione sinusoidale, si ha:

$$F(\delta) = \frac{1}{\sqrt{2}} \left[1 + \left[1 - \frac{12 \Delta\sigma_k^2 \cdot \Delta\tau_k^2 \cdot \sin^2(\delta)}{[\Delta\sigma_k^2 + 3 \Delta\tau_k^2]} \right]^{0.5} \right]^{0.5}$$

Qualora le tensioni siano in fase ($\delta = 0^\circ$), la funzione ha valore massimo e pari all'unità; all'aumentare dell'angolo di fase il valore della funzione diminuisce fino al

minimo di $1/\sqrt{2}$. Tale valore minimo potrebbe essere assunto in maniera conservativa e ignorando pertanto l'angolo di fase tra le tensioni.

3.3.2. *Approccio dell'ASME vs P.DONG e Battelle Institute*

Si fa qui presente che il metodo proposto da P. Dong è stato recepito dalla normativa ASME con alcune modifiche che riguardano essenzialmente la formulazione della Master Curve, l'introduzione di una correzione plastica (nella presente relazione non trattata), la considerazione dell'effetto dello spessore delle piastre saldate e della tensione media nella determinazione del parametro ΔS_{ESS} , la modalità di linearizzazione delle forze nodali. Tali modifiche rendono in generale più conservativo l'approccio dell'ASME rispetto a quello originariamente proposto da Dong. Quest'ultimo differisce peraltro da un terzo approccio ovvero quello proposto dal BATTELLE JIP.

Nel seguito sono presentate queste differenze e nel capitolo successivo si cercherà di valutare il peso che queste possono avere sui risultati delle analisi.

1. Ciò che principalmente distingue i tre approcci è la funzione $I(r)$ utilizzata per il calcolo della vita a fatica. Essa differisce da quella sopra riportata e presente nell'ASME e vale:

$$I(r)^{\frac{1}{m}} = (0,294 \cdot r^2 + 0,846 \cdot r + 24,815)^{\frac{1}{m}}$$

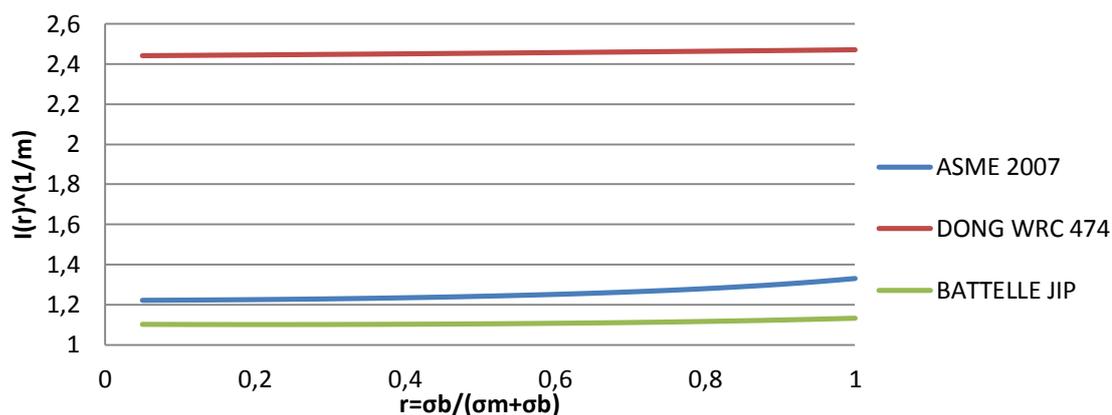
secondo il WRC (Bulletin 474) e Dong;

mentre vale:

$$I(r)^{\frac{1}{m}} = (-0,0732 \cdot r^6 + 0,2132 \cdot r^5 - 0,2063 \cdot r^4 + 0,091 \cdot r^3 + 0,0193 \cdot r^2 - 0,014 \cdot r + 1,1029)$$

secondo il BATTELLE JIP.

Nel grafico seguente sono rappresentati gli andamenti delle tre funzioni proposte al variare di r .



2. Il parametro Equivalent Structural Stress ΔS_{ESS} nel metodo originariamente proposto è calcolato con la seguente formula:

$$\Delta S_{ess} = \frac{\Delta \sigma_s}{\left(\frac{t}{t_0}\right)^{\left(\frac{2-m}{2m}\right)} \cdot \frac{1}{m}}, \quad \text{dove } t_0 = 1 \text{ mm}$$

non è previsto quindi il fattore f_M che considera l'influenza sulla vita a fatica della media delle tensioni e non è prevista l'influenza dello spessore: il significato di t/t_0 è semplicemente quello di ottenere un parametro Equivalent Structural Stress avente l'unità di misura di N/mm^2 ovvero una tensione.

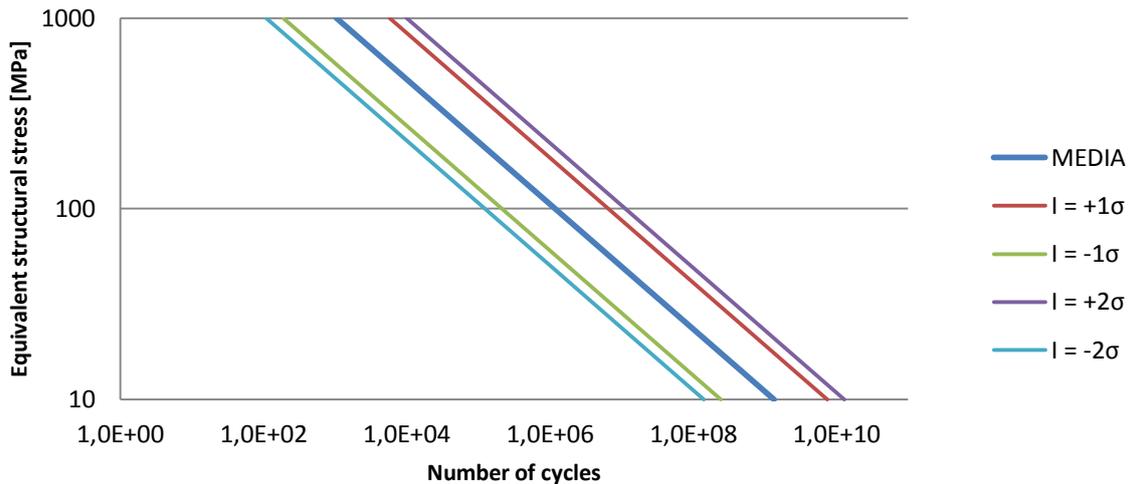
3. La formulazione della Master S-N Curve sulla base WRC 474 Bulletin (la prima curva proposta da Dong) differisce leggermente della curva proposta dall'ASME ed è la seguente:

$$\log N = B \cdot \log \Delta S_{ESS} + A$$

Dove i coefficienti A e B sono le costanti definite per varie basi statistiche, presentate nella tabella sottostante:

Base Statistica	A	B
Media	12,185448	-3,055853
Intervallo di confidenza sup. al 95% (+1σ)	12,9285869	-3,055853
Intervallo di confidenza inf. al 95% (-1σ)	11,4423091	-3,055853
Intervallo di confidenza sup. al 95% (+2σ)	13,166404	-3,055853
Intervallo di confidenza inf. al 95% (-2σ)	11,2044912	-3,055853

L'andamento della Master Curve proposta da Dong al variare della base statistica è il seguente:



Sostanzialmente la curva proposta da Dong differisce per base statistica e per l'assenza dei coefficienti correttivi ma non per campo di applicazione o metodo di utilizzo.

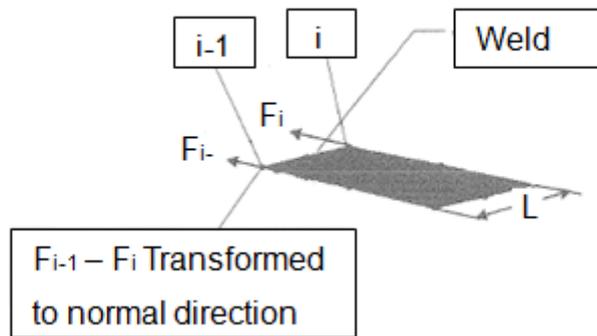
4. Ulteriore differenza sostanziale si ha nella fase di linearizzazione delle tensioni e in particolare nella modalità di post-processing delle forze nodali. La normativa ASME recepisce la procedura proposta da P. Dong (vedi §2.2.4) che prevede il calcolo delle forze di linea f_i lungo il cordone di saldatura, a partire dalle forze nodali F_i , mediante soluzione del sistema:

$$\begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ \cdot \\ \cdot \\ F_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{l_1}{3} & \frac{l_1}{6} & 0 & 0 \\ \frac{l_1}{6} & \frac{(l_1+l_2)}{3} & \frac{l_2}{6} & 0 \\ 0 & \frac{l_2}{6} & \frac{(l_2+l_3)}{3} & \frac{l_3}{6} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ 0 & 0 & \dots & \dots \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \\ \cdot \\ \cdot \\ f_n \end{Bmatrix}$$

ma la semplifica riducendo l'interpolazione delle forze nodali a 3 soli nodi per volta, ovvero pesa la forza corrispondente al nodo i-esimo sulla base del nodo stesso e dei due nodi adiacenti (uno per parte rispetto al nodo i-esimo), sicché, nel caso di elementi plate/shell a 4 nodi, si ha:

$$f_i = \frac{2(2F_i - F_{i-1})}{L} \quad e \quad f_2 = \frac{2(2F_{i-1} - F_i)}{L}$$

dove L è la lunghezza del lato dell'elemento, in accordo alla figura sottostante.



Tale semplificazione rende il metodo più semplice e facilmente implementabile in un foglio di calcolo e si basa sulla considerazione che l'inversa della matrice sparsa soprastante (necessaria per la determinazione delle forze di linea) è una matrice piena ma presenta termini diagonali di entità dominante rispetto ai termini extradiagonali e questi ultimi vanno via via riducendosi allontanandosi dalla diagonale. A titolo di esempio, nel caso di matrice 6x6 e con l'assunzione di $L = cost = 1$, si ha:

Matrice K ($F=Kf$)					
0,3333	0,1667	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0,1667	0,6667	0,1667	0,0000	0,0000	0,0000
0,0000	0,1667	0,6667	0,1667	0,0000	0,0000
0,0000	0,0000	0,1667	0,6667	0,1667	0,0000
0,0000	0,0000	0,0000	0,1667	0,6667	0,1667
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,1667	0,3333

Matrice inversa K^{-1} ($f=K^{-1}F$)					
3,4641	-0,9282	0,2488	-0,0670	0,0191	-0,0096
-0,9282	1,8565	-0,4976	0,1340	-0,0383	0,0191
0,2488	-0,4976	1,7416	-0,4689	0,1340	-0,0670
-0,0670	0,1340	-0,4689	1,7416	-0,4976	0,2488
0,0191	-0,0383	0,1340	-0,4976	1,8565	-0,9282
-0,0096	0,0191	-0,0670	0,2488	-0,9282	3,4641

Non si commette pertanto un grosso errore limitando l'interpolazione a tre soli nodi. Se si riduce quindi la matrice proposta da Dong a $n=2$ e con l'assunzione di $L=cost=1$, si ritrova la formulazione proposta dall'ASME ovvero le formule di interpolazione sopra citate:

Matrice K (F=Kf)		Matrice inversa K ⁻¹ (f=K ⁻¹ F)	
0,3333	0,1667	4,0000	-2,0000
0,1667	0,3333	-2,0000	4,0000

Si premette fin d'ora che, sulla base delle analisi condotte, che questa semplificazione del metodo si paga non tanto in termini di errore sui risultati quanto più con una perdita di insensibilità alla raffinatezza della mesh nella zona del cordone di saldatura, insensibilità che dovrebbe essere alla base del metodo proposto da P. Dong.

Al fine di ottenere una procedura un po' più ricca di quella presentata nell'ASME ma volendo mantenere la semplicità di implementazione, la nostra proposta è quella di limitare l'interpolazione non a tre bensì a 9 nodi ovvero pesare la forza corrispondente al nodo i-esimo sulla base del nodo stesso e degli 8 nodi adiacenti (4 per parte rispetto al nodo i-esimo). Al variare del nodo di appoggio (nodo i) lungo il cordone di saldatura e per n sufficientemente grande (i.e. n almeno pari a 10) si nota che i pesi relativi ai nodi sui cui si basa l'interpolazione (nodo i-4,...,i+4) rimangono costanti. Con l'assunzione di L=cost=1 si possono usare quindi i seguenti coefficienti di interpolazione:

N=i-4	N=i-3	N=i-2	N=i-1	N=i	N=i+1	N=i+2	N=i+3	N=i+4
0,0089	-0,0333	0,1244	-0,4641	1,7321	-0,4641	0,1244	-0,0333	0,0089

Nell'ambito di questa semplificazione, appare evidente come non possano essere presi in considerazione i 4 nodi prossimi ai punti di estremità dei cordoni di saldatura (per mancanza di punti di appoggio); qualora si vogliano indagare tali zone si deve necessariamente ricorrere alla soluzione del sistema proposto da Dong.

I risultati ottenuti con la nostra proposta sono più precisi in termini numerici rispetto a quelli ricavati col metodo ASME ma soprattutto mantengono inalterata l'insensibilità alla mesh. Ai fini di un confronto, nelle nostre analisi (vedi §4) sono stati implementati il metodo originariamente proposto da Dong, il metodo ASME e la nostra proposta.

4. PORTALE PER PROVE A FATICA

Si è ideato un portale (o anche detto castello) di riscontro, in grado di compiere prove a fatica su elementi strutturali di dimensioni notevoli (quali possono essere le travi da ponte, **traversi, longherine, ecc...**) con l'ausilio di un **attuatore oleodinamico da 1500 kN**, che il laboratorio Universitario di prove sui materiali di via Poleni già possiede; **lo scopo dell'attrezzatura** è di compiere verifiche a fatica in grado di stimare la vita residua e il numero di cicli di carico che gli elementi testati possono o ancora potevano sopportare.

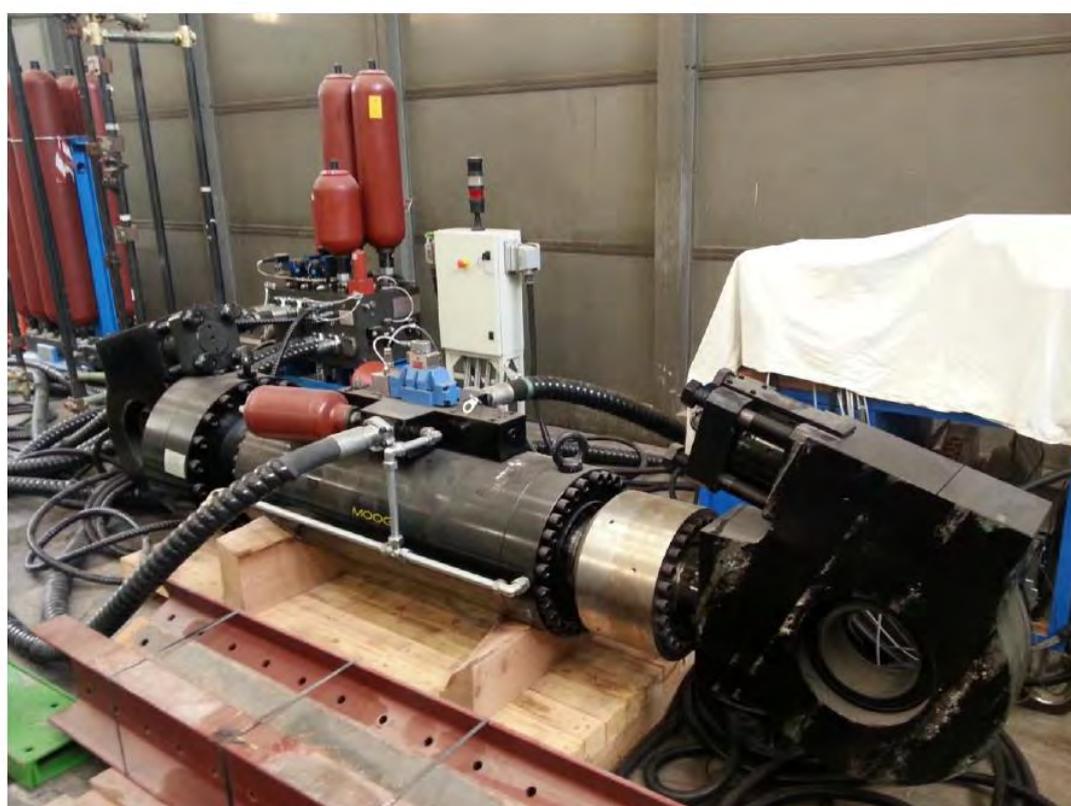


Fig.4.1, Attuatore oleodinamico da 1500 kN.

L'attuatore già di per sé necessita di un portale per essere sostenuto, inoltre si deve garantire che il portale, quando l'attuatore espleta la massima forza, sia in grado di contrastarla ed evitare interazioni tra la struttura stessa e gli elementi da testare. Proprio per questo motivo il fulcro della progettazione è stato limitare al decimo di millimetro le deformazioni delle parti strutturali più sollecitate.

Infine si è dimensionata la struttura affinché fosse in grado di resistere ad un numero di cicli di carico sufficientemente elevato (10^7 cicli col carico massimo) da garantirne l'esercizio durante tutta la vita utile. A questo proposito, si sono approfondite varie

tecniche di analisi descritte in precedenza, che sono state evidentemente un ausilio fondamentale per lo studio di alcuni particolari molto sollecitati, permettendo un dimensionamento più accurato.

Per visualizzare gli elaborati grafici definitivi e completi di piante sezioni e prospetti del portale vedasi **APPENDICE A**.

4.1. Combinazioni di carico

Si fa riferimento alle combinazioni di carico per lo Stato Limite Ultimo (SLU) e per lo Stato Limite di esercizio (SLE) in conformità con quanto riportato nel DM 14/1/2008.

Le suddette combinazioni di carico sono opportunamente adattate al caso in esame sulla base delle considerazioni seguenti:

- il carico permanente non strutturale G_2 è unicamente rappresentato dal peso dell'attuatore. Tale carico ha entità di 4200 kg e si ritiene possa essere assunto come certo, sulla base dei dati forniti dalla ditta produttrice, e pertanto privo del relativo coefficiente moltiplicativo γ_{G2} ;
- l'azione variabile fondamentale Q_{k1} è rappresentata unicamente dal carico indotto dall'attuatore. Tale carico ha entità massima di 1500 kN che si ritiene possa essere assunta come certa, sulla base dei dati forniti dalla ditta produttrice, e pertanto priva del relativo coefficiente moltiplicativo γ_{Q1} .

Sulla base di queste considerazioni, la combinazione fondamentale per le azioni di progetto (SLU) diventa coincidente con la combinazione impiegata agli (SLE) e cioè la seguente:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1}$$

dove:

G_1 valore caratteristico del carico permanente strutturale (carpenteria del portale);

G_2 valore caratteristico del carico permanente non strutturale (attuatore);

Q_{k1} **valore caratteristico dell'azione variabile fondamentale** (azione dell'attuatore).

Di seguito si riporta la tabella delle combinazioni di carico assunte per le verifiche allo **SLU \equiv SLE**.

$$SL\ 1: G_1 + G_2 + Q_{k1}$$

$$SL\ 2: G_1 + G_2 - Q_{k1}$$

Poiché il modello non tiene conto del peso dei bulloni, dadi e rosette si è pensato di aumentare il peso proprio della struttura del 5% a favore di sicurezza. Si riportano di seguito le combinazioni di carico utilizzate nel codice FEM.

CASES	1	2
	Pretensione + PP + 1500	Pretensione + PP - 1500
1: P.P.	1,050000x 10 ⁰	1,050000x 10 ⁰
2: Pretensione bulloni	1,000000x 10 ⁰	1,000000x 10 ⁰
3: +1500 kN	1,000000x 10 ⁰	0,000000x 10 ⁰
4: -1500 kN	0,000000x 10 ⁰	1,000000x 10 ⁰

Fig.4.2, Load cases combination estratto da Straus7.

Come si vede $G_1 + G_2$ non compaiono separatamente ma sulla stessa voce P.P. (i.e. peso proprio) e compare una seconda voce che tiene conto della pretensione dei bulloni che in seguito verrà spiegata.

4.2. Modello agli Elementi Finiti

In un primo momento si è proceduto alla modellazione della struttura con **elementi monodimensionali al fine di ottenere un modello leggero sotto l'aspetto computazionale** ma che, al contempo, permettesse una valutazione della statica globale e degli andamenti delle sollecitazioni e degli spostamenti. Tale modello è stato utilizzato come strumento di validazione del più accurato modello ad elementi bidimensionali, realizzato in seguito, ed inoltre è stato utilizzato per alcune delle verifiche a fatica basate sulle tensioni nominali.

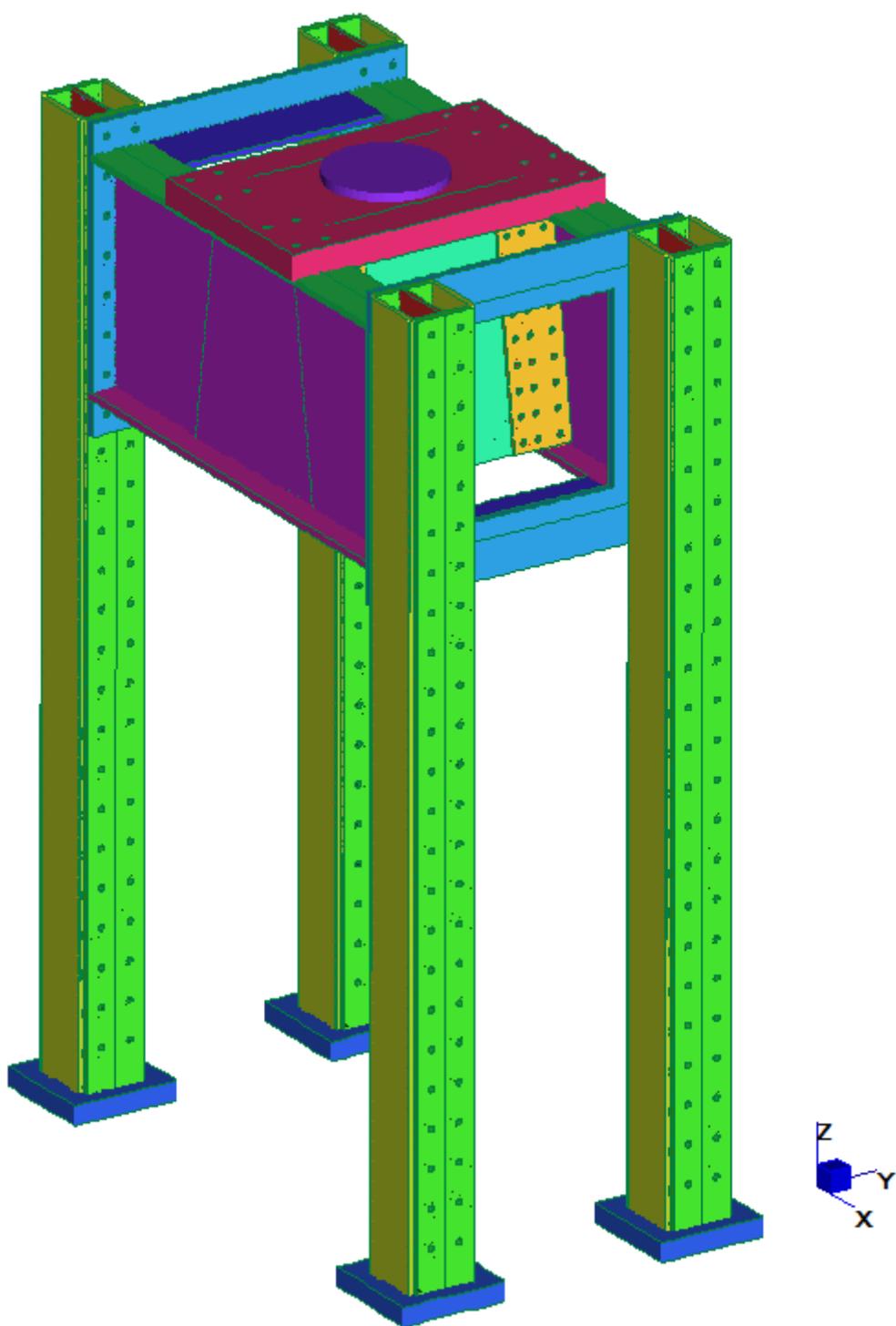


Fig.4.3, Portale a fatica completo.

Al fine di indagare nel dettaglio lo stato tensionale e deformativo di ciascun elemento costituente il portale, si è proceduto poi alla modellazione di quest'ultimo mediante elementi *plate* quadratici (quad-8 e tri-6). La scelta di tale tipo di elementi è stata dettata dalla necessità di modellare forme circolari (quali raccordi e fori) ma

soprattutto dalla necessità cogliere il corretto comportamento a flessione e taglio di piastre di notevole spessore (teoria di Mindlin) e di non sottostimare le deformazioni. Il modello *plate* ha permesso inoltre la corretta modellazione dei giunti bullonati ad attrito e le relative verifiche. Oltre che per le verifiche tensionali e a fatica (metodo Hot-Spot), tale modello è stato necessario per le verifiche a imbozzamento delle lamiere e per le verifiche di stabilità condotte mediante un'analisi non lineare statica incrementale.

Il programma di analisi strutturale adottato è **STRAUS7** Release 2.4.6.

4.2.1. *Modello di Calcolo "beam"*

Scopo del modello beam è stato principalmente quello di predimensionare le colonne e le travi orizzontali, per questo motivo, data la notevole rigidezza flessionale del sistema costituito dal piastrone di riscontro dell'attuatore e dalle relative costole, si è scelto di modellare solo metà portale (due colonne e la trave orizzontale di collegamento) e di non modellare la suddetta struttura di riscontro, il cui studio è stato affidato al modello plate.



Fig.4.4, Modello Beam di metà portale.

L'azione espletata dall'attuatore è stata introdotta come una forza concentrata in mezzeria della trave orizzontale congiungente le due colonne. Data la scelta di modellare solo mezzo portale, la forza introdotta è pari a 750 kN ovvero la metà della massima realizzabile dall'attuatore.

Il vincolo delle colonne a terra è stato modellato mediante un semplice incastro del nodo di base.

4.2.1.1. Massime azioni interne

Si riportano di seguito i diagrammi relativi alle massime e minime sollecitazioni agenti sulla struttura

	MIN	MAX
Force(N)	-375000,0000	-8542,1967
	[Bm.1]	[Bm.3]

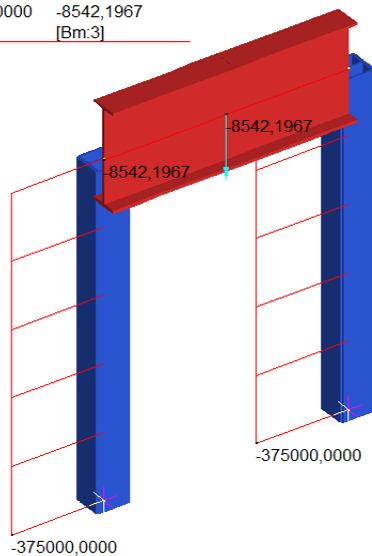


Fig.4.5, Sforzo Normale.

	MIN	MAX
BM2(N.mm)	-24450137,5835	500549862,4165
	[Bm.3]	[Bm.3]

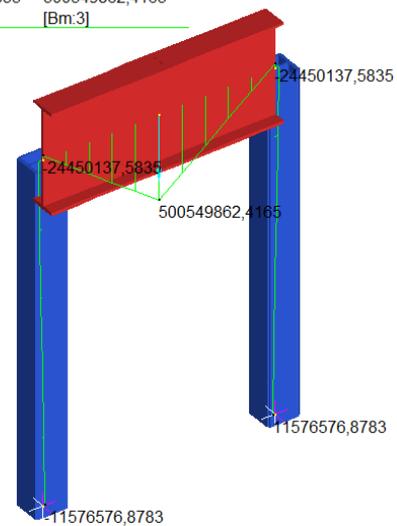


Fig.4.6, Flessione.

	MIN	MAX
SF2(N)	-375000,0000	375000,0000
	[Bm.3]	[Bm.4]

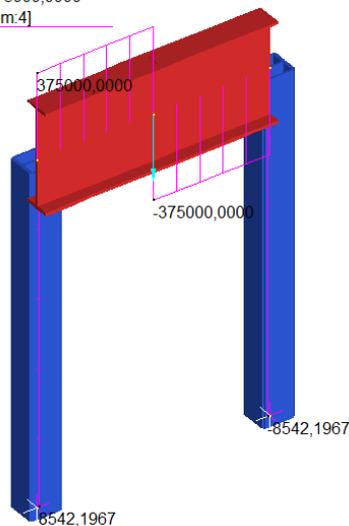


Fig.4.7, Taglio.

Dalle sollecitazioni M,N e T sono state ricavate le tensioni nominali, necessarie per le verifiche a fatica (vedi **cap.5.1.1**).

4.2.1.2. Massimi spostamenti

Si riportano di seguito i contouring relativi ai massimi e minimi spostamenti verticali risultanti sulla struttura.

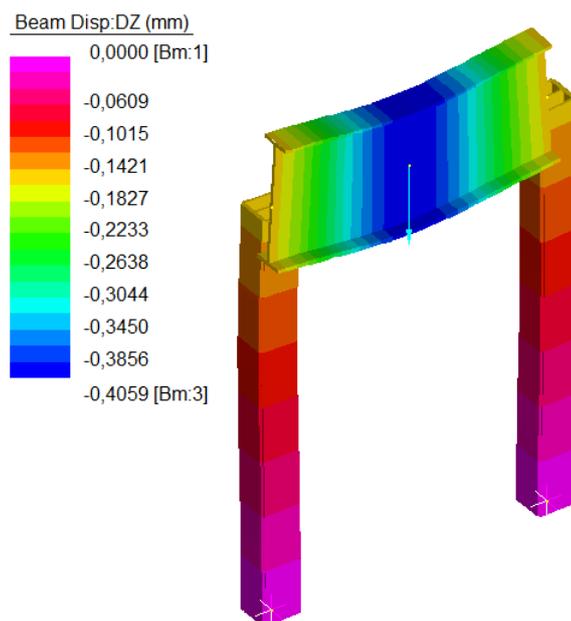


Fig.4.8, Spostamento dz della trave, modello beam.

I valori che si vedono in **Fig.4.8** non sono rappresentativi dei veri spostamenti della struttura poiché la modellazione a beam non è in grado di cogliere la reale rigidità degli elementi, poiché non tiene conto dell'inerzia della sezione della trave, poi per di più non considera la rigidità dei giunti bullonati o saldati, che tra l'altro non sono stati nemmeno modellati. Questa rappresentazione è molto sommaria, infatti per la verifica di deformabilità si sono adottati i valori ottenuti con il modello plate; però ci è stata utile per verificare che l'ordine di grandezza delle deformazioni con i due diversi modelli fosse lo stesso.

4.2.2. *Modello di Calcolo "Plate"*

Al fine di ridurre l'onere computazionale si è proceduto alla modellazione di un solo quarto del portale, sfruttando quindi la doppia simmetria in pianta della

struttura. Si riporta di seguito un'immagine tratta da Straus7 con la nomenclatura data ai vari pezzi che compongono il portale.

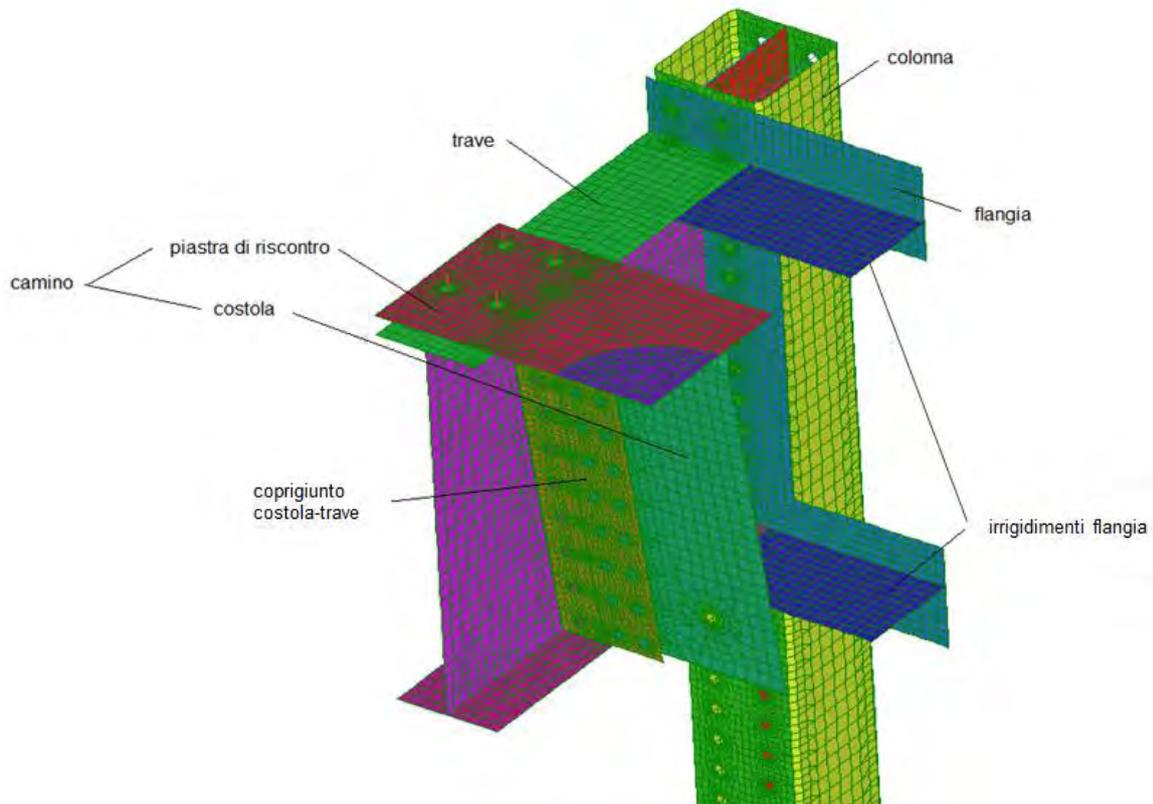


Fig.4.9, Modellazione di 1/4 di portale, sfruttando la doppia simmetria in pianta.

La discretizzazione è stata ottenuta, dove possibile, mediante il meshatore automatico di Straus7, previa importazione della geometria realizzata in AutoCAD (attraverso la creazione di regioni salvate in formato *.sat* da AutoCAD e importate direttamente in Straus7).

I giunti bullonati ad attrito sono stati modellati nel seguente modo: degli elementi beam rappresentano i bulloni (o le barre filettate, nella colonna) e sono pretesi, a simulare la forza di precarico dei bulloni stessi; una stella di *rigid link* collega ciascun nodo di estremità dell'elemento beam con i nodi della corona circolare, rappresentante l'impronta dei dadi; infine degli elementi monodimensionali di tipo *point-contact* rappresentano il contatto tra le piastre unite al giunto. Gli elementi point-contact adottati sono di tipo *normal* i quali reagiscono a compressione ma non a trazione, allo scopo di simulare il reale comportamento di un giunto bullonato: a compressione lavorano le piastre a contatto, mentre a trazione lavorano i bulloni e, nel caso specifico di un'unione precaricata, la maggior parte della trazione si trasforma in decompressione del giunto. Gli attributi dei point contact prevedono una

rigidezza iniziale pari a 10^6 N/mm e un coefficiente d'attrito uguale in entrambe le direzioni principali e pari a **0,45**; è stata inoltre attivata l'opzione *dynamic stiffness* affinché il solutore possa, ad ogni iterazione, ottimizzare la rigidezza assiale degli elementi.

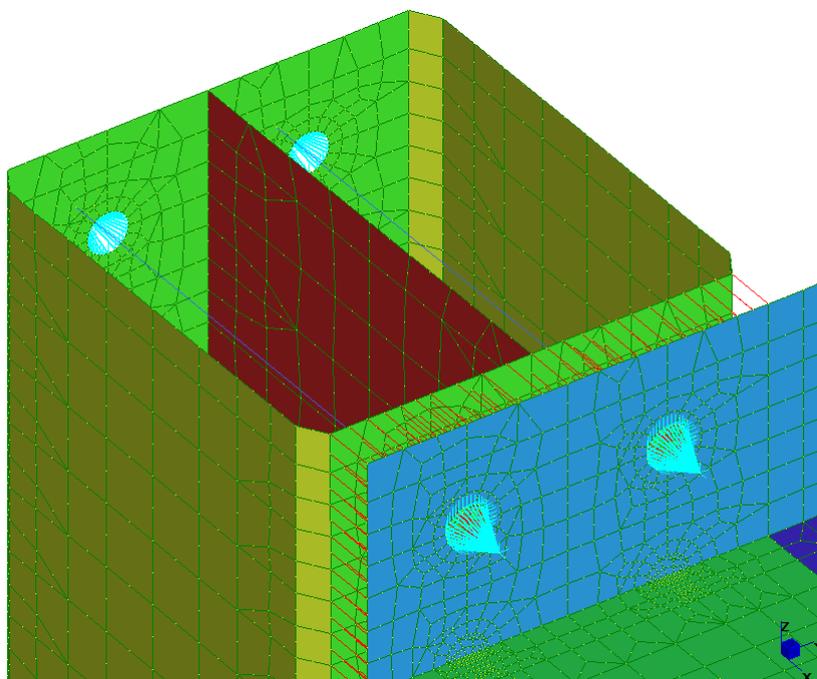


Fig.4.10, particolare del giunto trave-colonna.

L'adozione dei point-contact richiede la soluzione del modello mediante il solutore non lineare statico, è stato quindi a maggior ragione necessario minimizzare l'onere computazionale modellando un solo quarto del portale. Si precisa che non si tratta di un'analisi non lineare per geometria né per materiale. Gli incrementi di carico adottati sono i seguenti:

CASES	Include	1	2	3
		Increment	Increment	Increment
1: P.P.	✓		$1,000000 \times 10^0$	$1,000000 \times 10^0$
2: Pretensione bulloni	✓	$1,000000 \times 10^0$	$1,000000 \times 10^0$	$1,000000 \times 10^0$
3: +1500 kN	✓			$1,000000 \times 10^0$

Le saldature maggiormente sollecitate a fatica (si veda ad esempio la saldatura tra piastra di riscontro dell'attuatore e relative costole) sono state studiate con il metodo di verifica Hot-Spot (vedi **cap.5.3.2**).

Il peso proprio della struttura è stato considerato introducendo l'accelerazione gravitazionale mentre l'azione dell'attuatore, così come il suo peso, è stata inserita

mediante una pressione agente sull'area circolare rappresentante l'impronta dell'attuatore.

In fine il vincolo al suolo delle colonne è stato ottenuto collegando, mediante una stella di rigid-link, ciascun nodo della piastra di base ad un nodo master al quale è stato attribuito l'incastro. Questa soluzione ha permesso la lettura delle reazioni vincolari sul nodo incastrato.

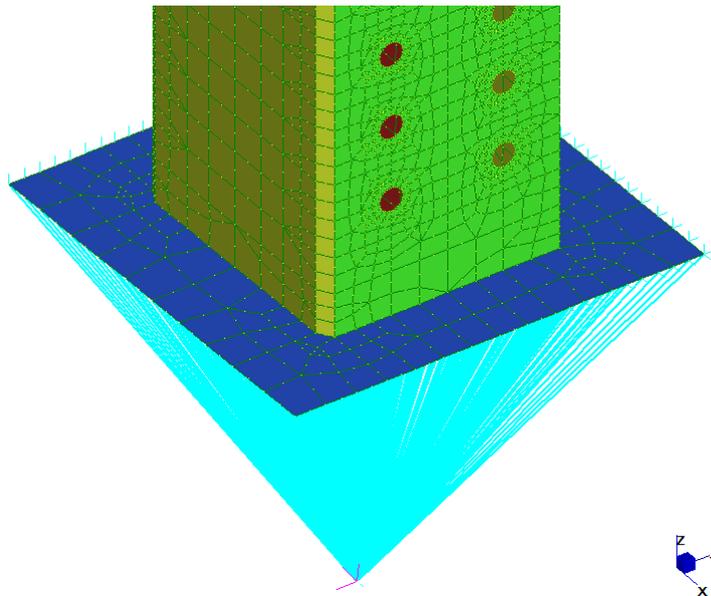


Fig.4.11, incastro alla base della colonna.

4.2.2.1. Approfondimento Point Contact (Elementi di contatto puntuale)

In Straus7 esistono degli elementi lineari in grado di simulare il contatto puntuale tra nodi (detti *point contact*), essi sono stati utilizzati nel modello per rappresentare il contatto tra le piastre giuntate con bulloni pretesi. Questo strumento offre varie tipologie di point contact, come riportato nella tabella che segue:

	Rigidezza a Compressione	Rigidezza a Trazione	Attrito	Quando è attivo?
Zero gap	Si	No	Si	Solo quando la distanza iniziale si annulla
Normal	Si	No	Si	Quando l'elemento va in compressione
Tension	Si	Si	No	Quando l'elemento è in compressione o al di sotto della massima trazione impostata
Takeup	Si, se si sceglie l'opzione "compression"	Si, se si sceglie l'opzione "tension"	No	Se impostato come "compression" la resistenza è a compressione altrimenti in trazione

Sono i *point contact normal* che più si avvicinano alle nostre esigenze, poiché avendo una rigidità a compressione e non a trazione si attivano solo quando le piastre sono compresse, facendo sì che i bulloni risultino scarichi, mentre nella configurazione opposta in cui le piastre sono in trazione sono i bulloni a resistere e i point contact sulle piastre sono scarichi.

Il point contact funziona come un elemento "beam" che alla prima iterazione ha una rigidità iniziale (tale valore è scelto in modo del tutto arbitrario), che **dev'essere** inferiore al valore finale a cui tenderà, per cui è come se le piastre inizialmente potessero compenetrarsi poiché i due nodi di estremità sono ad una distanza minore di quella iniziale. Alla seconda iterazione il solutore sostituisce automaticamente, se **si è spuntata l'opzione dynamic stiffness**, il valore di rigidità con uno più appropriato che si è ricavato dalle condizioni di contatto; il solutore aumenta la rigidità del point contact per diminuire la compenetrazione.

E' possibile inoltre fornire **all'elemento** una rigidità laterale: vi sono due coefficienti di attrito C_1 e C_2 **che si riferiscono agli assi principali di inerzia 1 e 2 dell'elemento**, che controllano il valore massimo dello spostamento laterale fino alla fuoriuscita dal cono di attrito (vedi **Fig.4.12**).

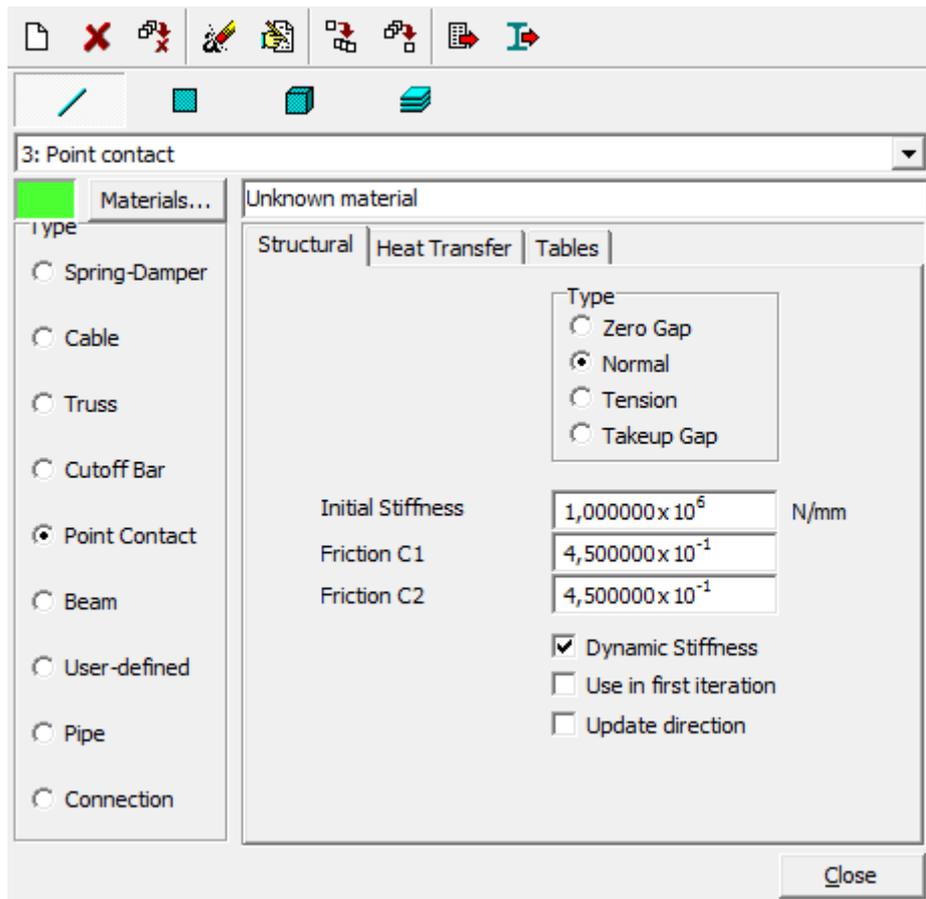


Fig.4.12, Proprietà dei Point Contact.

I valori delle costanti C_1 e C_2 sono stati assunti entrambi pari a 0,45 poiché si prevede un'unione ad attrito con sabbiatura di polvere bianca tra le piastre.

La soluzione richiesta da questi elementi è di tipo non lineare, come già detto in precedenza, poiché necessita di un continuo aggiornamento per la convergenza; nel caso in cui si avvia una soluzione lineare, ad esempio con lo studio del Linear Buckling, i point contact sono automaticamente convertiti in aste.

4.2.2.2. Massimi Spostamenti

Si può dire che la deformabilità della struttura (o in termini di spostamenti) sia stata il parametro determinante per il dimensionamento di ogni parte del portale, poiché era la limitazione più stringente da rispettare (qualche decimo di millimetro).

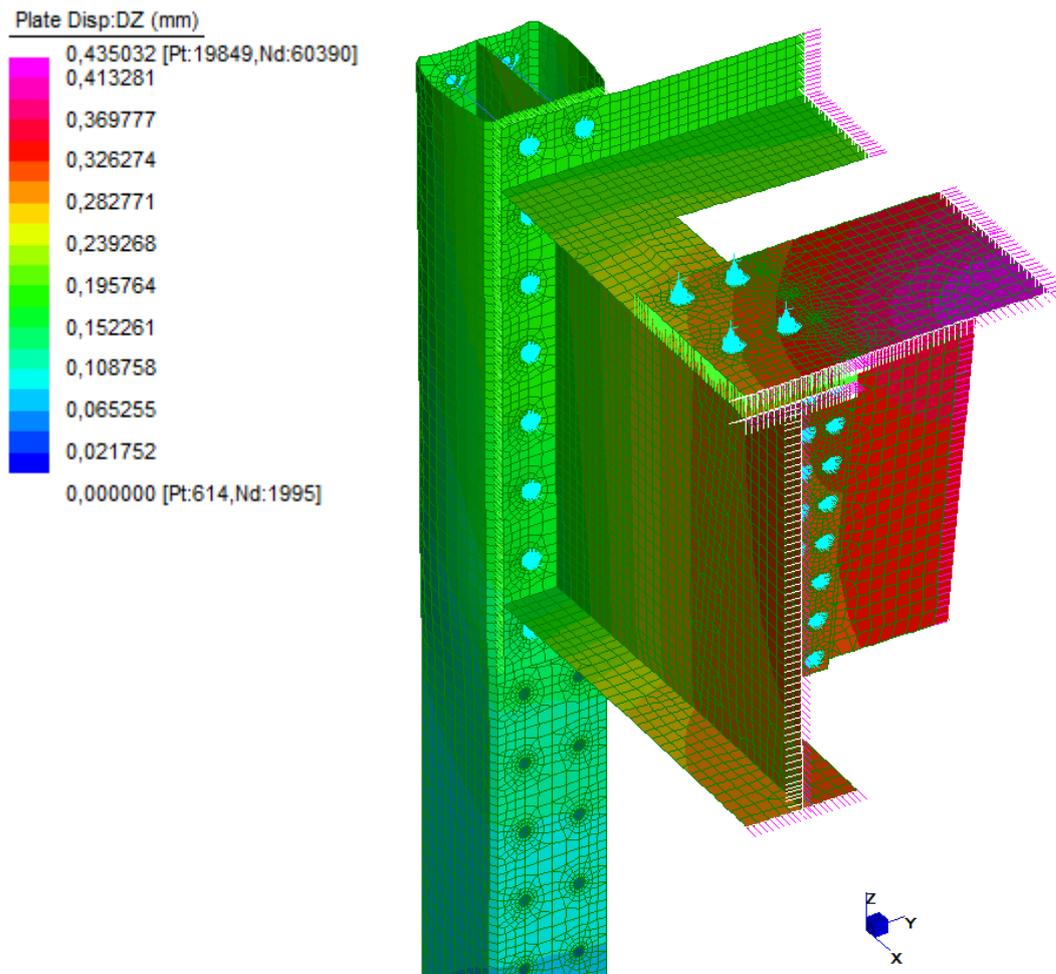
Per giungere ad una soluzione che considerasse ogni aspetto particolare della struttura si è deciso di studiare con un'analisi non lineare il modello a plate, in modo

da avere contemporaneamente gli effetti della pretensione, del peso proprio e della **forza sviluppata dall'attuatore.**

A causa della limitatezza del software (Straus7 versione 2.4.4) il modello non giungeva a convergenza con la combinazione di carico dovuta a: pretensione, peso proprio e carico dell'attuatore; ma giungeva a soluzione solo per le combinazioni (pretensione+PP) oppure (pretensione+carico attuatore). Per cui sono state necessarie delle considerazioni che ci permettessero di utilizzare una di queste ultime due combinazioni di carico (convergenti e non complete) ottenendo gli spostamenti e le sollecitazioni più sfavorevoli possibili.

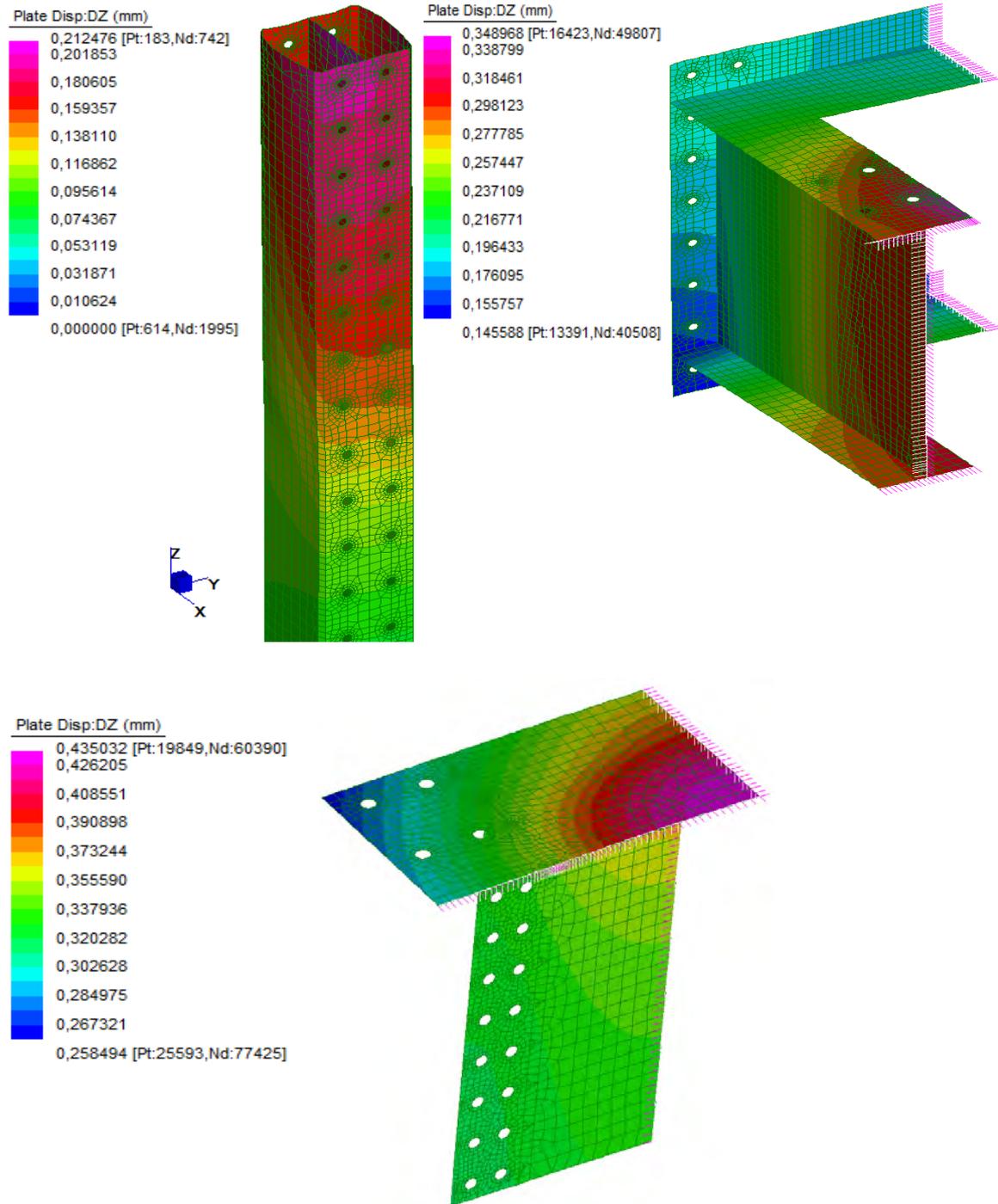
Si è concluso che non considerare il peso proprio della struttura, era la soluzione migliore per garantire al modello di giungere a convergenza con un solutore non lineare ed evitare di ottenere sollecitazioni e deformazioni a sfavore di sicurezza. **Utilizzando solo il carico dovuto alla pretensione dei bulloni e all'attuatore, si trascura un carico ininfluenza, essendo il peso proprio della struttura di molti ordini di grandezza inferiore all'azione dell'attuatore ($PP_{attuatore} = 4200\text{ kg}$ cioè $F_{p,attuatore} = 42\text{ kN}$ vs la forza dell'attuatore di $F_{attuatore} = \pm 1500\text{ kN}$), inoltre le deformazioni dovute al peso proprio non hanno molto a che vedere con le deformazioni dovute al carico ciclico dell'attuatore, che invece sono quelle che si valutano per garantire la rigidità del portale.**

Si riporta lo spostamento verticale massimo di un quarto del portale, e cioè nella **condizione di carico in cui l'attuatore spinge verso l'alto (+1500 kN):**



Come si vede dall'immagine lo spostamento massimo $DZ = 0,435mm$ si ha nel punto centrale della piastra di riscontro dell'attuatore.

Inoltre si sono valutate le deformazioni, o meglio gli spostamenti verticali, singolarmente di: colonne, travi e piastra di riscontro, per osservare i contributi parziali di ognuno.



Lo spostamento verticale massimo dovuto alle colonne è $0,212 \text{ mm}$, quello dovuto alle travi orizzontali è $0,349 - 0,212 = 0,137 \text{ mm}$ e infine quello dovuto alla piastra di riscontro è $0,435 - 0,349 = 0,086 \text{ mm}$. Appare evidente che il contributo maggiore è quello dalle colonne, infatti mentre gli altri elementi sono stati progettati con sezioni ad hoc per minimizzare la loro deformabilità, per le colonne dato il carico e la loro altezza, l'allungamento dipendeva solo dall'area della sezione trasversale (essendo sostanzialmente sollecitate a trazione/compressione): per questo motivo l'unico modo per ridurre l'allungamento è stato di aumentare la sezione trasversale ma con

essa, il peso della struttura. La necessità di contenere il peso e con esso i costi, ha indotto la scelta della sezione scatolare per le colonne formata da un HEM360 con due piastre saldate esternamente per rendere chiusa una sezione aperta.

Una scelta precedente prevedeva delle colonne con sezione a doppio T e una serie di fazzoletti di irrigidimento trasversali per evitare instabilità locali (vedi **Fig.4.13**). Tale scelta è apparsa inefficiente: il volume d'acciaio destinato ai fazzoletti poteva essere sfruttato per incrementare la sezione resistente e pertanto si è abbandonata l'idea in favore della suddetta sezione chiusa che ha permesso di mantenere anche una sufficiente resistenza a fenomeni di instabilità localizzati.

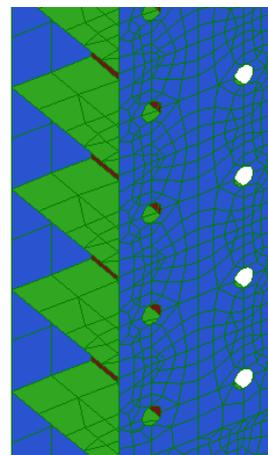


Fig.4.13, colonna con la prima ipotesi di sezione.

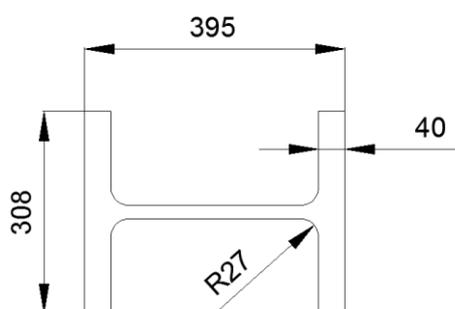


Fig.4.15, prima ipotesi della sezione della colonna.

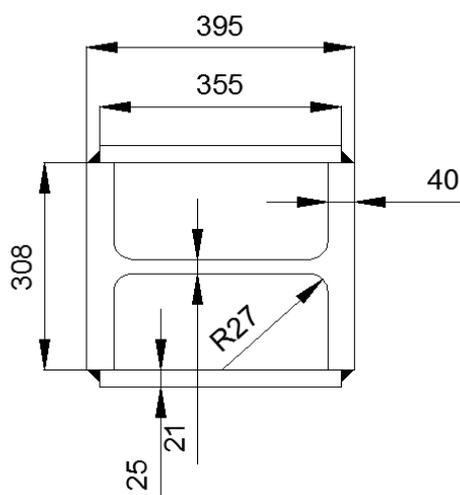
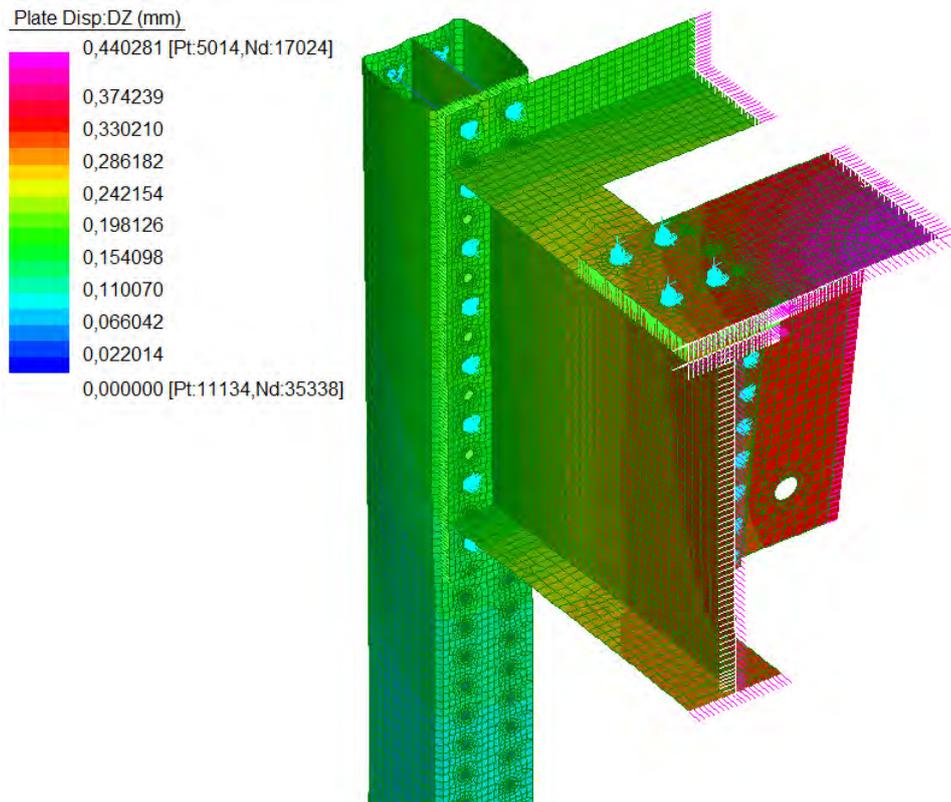


Fig.4.14, sezione finale della colonna.

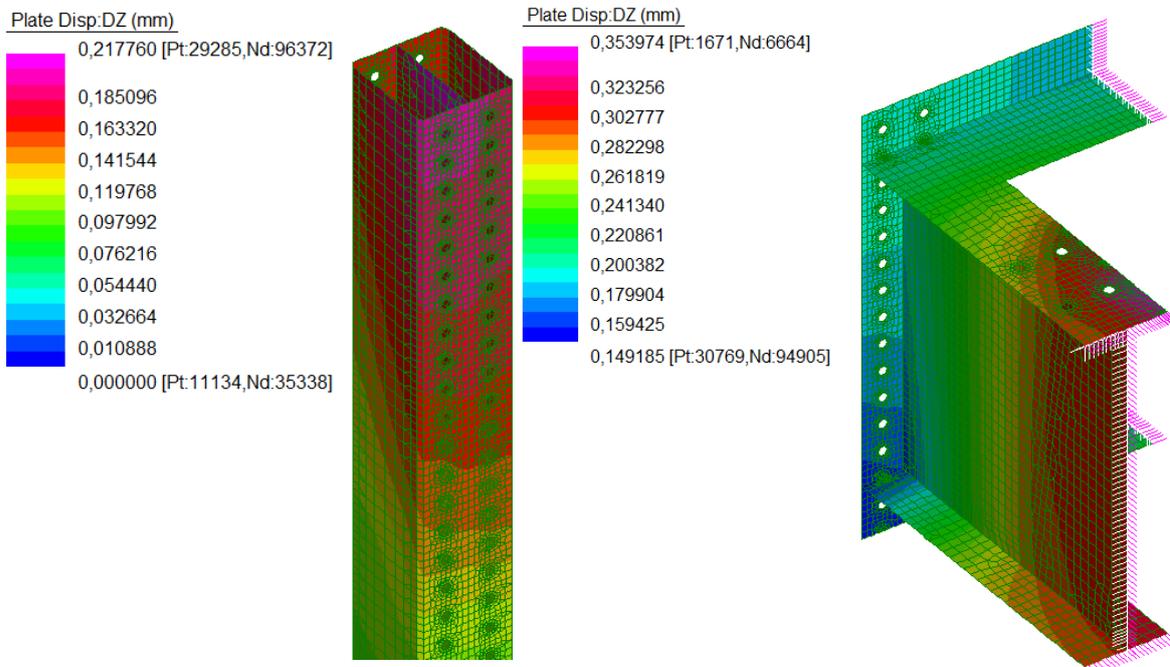
In seguito all'aggiornamento del software (Straus7 versione 2.4.6) è stato possibile risolvere nuovamente il modello con la combinazione di carico: pretensione dei bulloni, peso proprio e carico dell'attuatore, e giungere a convergenza senza alcun problema. Infatti la nuova versione di Straus7 si è focalizzata sul miglioramento e la velocizzazione del solutore non lineare. Questo ci ha permesso di confrontare i risultati ottenuti in precedenza con quelli ottenuti con il carico in toto e verificare se le ipotesi fatte la prima volta, fosse realistiche o meno.

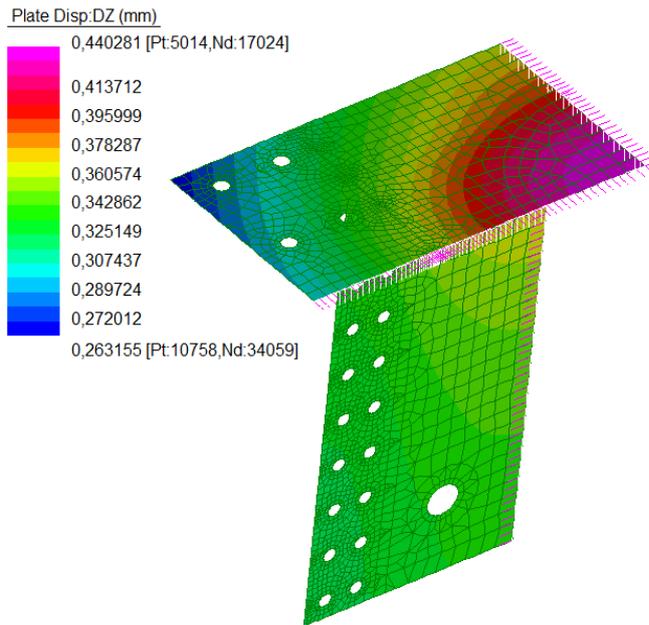
Si riportano gli spostamenti verticali DZ (mm):



Il massimo spostamento verticale risulta pari a 0,44 mm e si ha in corrispondenza del punto centrale della piastra di riscontro dell'attuatore.

Di seguito si riportano i contributi parziali di spostamento verticale.





Lo spostamento verticale massimo dovuto alle colonne è pari a **0,22 mm**, quello dovuto alle travi orizzontali è pari a **0,13 mm** e infine quello dovuto alla piastra di riscontro è pari a **0,09 mm**. Appare evidente come il contributo maggiore sia quello delle colonne, infatti mentre nel caso degli altri elementi strutturali si è potuto minimizzare gli spostamenti con una progettazione ottimizzata, nel caso delle colonne, dato il carico sollecitante e l'altezza, il loro

allungamento dipende esclusivamente dall'area della sezione trasversale (essendo sostanzialmente sollecitate a trazione): per questo motivo l'unico modo per ridurre l'allungamento è di aumentare la sezione trasversale e con essa il peso della struttura come detto in precedenza.

I valori ottenuti di spostamento sono molto piccoli poiché come detto in precedenza la struttura è stata dimensionata appositamente per essere molto rigida ed evitare il problema dell'interazione tra portale ed elemento da testare (longherine, traversi, ecc...).

4.2.2.3. Massime Tensioni sulla Struttura

Si riportano i risultati dell'analisi non lineare statica. I risultati, in termini tensionali, sono riportati in combinazione di Von Mises per avere indicazione delle zone di massima e minima sollecitazione e si intendono come tensioni sul piano medio degli elementi plate. Nelle verifiche di resistenza della struttura e in particolare dei giunti saldati, di cui al capitolo successivo, si farà riferimento alle singole componenti di tensione nei vari piani di interesse (piano medio, +z e -z).

L'immagine che segue rappresenta le sollecitazioni in combinazione di Von Mises dovute al carico di: peso proprio, pretensione **dei bulloni e carico dell'attuatore pari a -1500kN**. Il contouring a lato, che indica i valori di tensione, è stato appositamente limitato a 30MPa, poiché la presenza di rigid-link di connessione per i bulloni, causa in prossimità dei fori dei picchi di tensione del tutto irreali (dovuti alla connessione

puntuale "stella di rigid-link" e non diffusa dalla testa del bullone, come accade nella realtà).

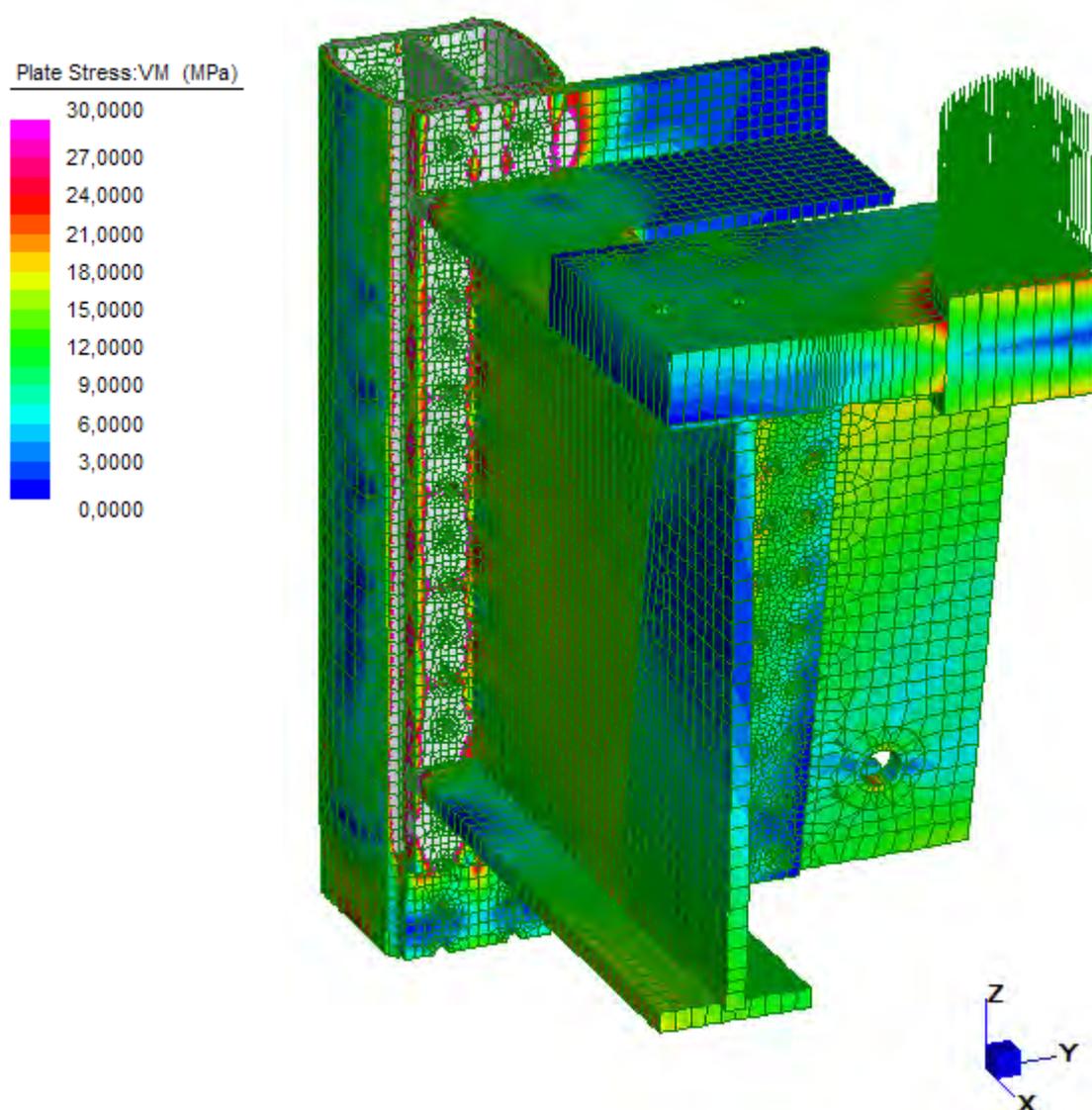


Fig.4.16, Contouring delle tensioni sul portale con soluzione non lineare (visualizzazione 3D).

Si è scelto di considerare una visualizzazione 3D per non perdere l'andamento delle tensioni lungo lo spessore, considerando solo le tensioni del piano medio si sarebbero perse quelle dovute alla curvatura. Infatti come si nota **dall'immagine** nella variazione di spessore tra la piastra di riscontro e la piastra in corrispondenza dell'attuatore, si hanno dei picchi di tensione; del tutto assenti nella seguente immagine che invece rappresenta le tensioni nel piano medio.

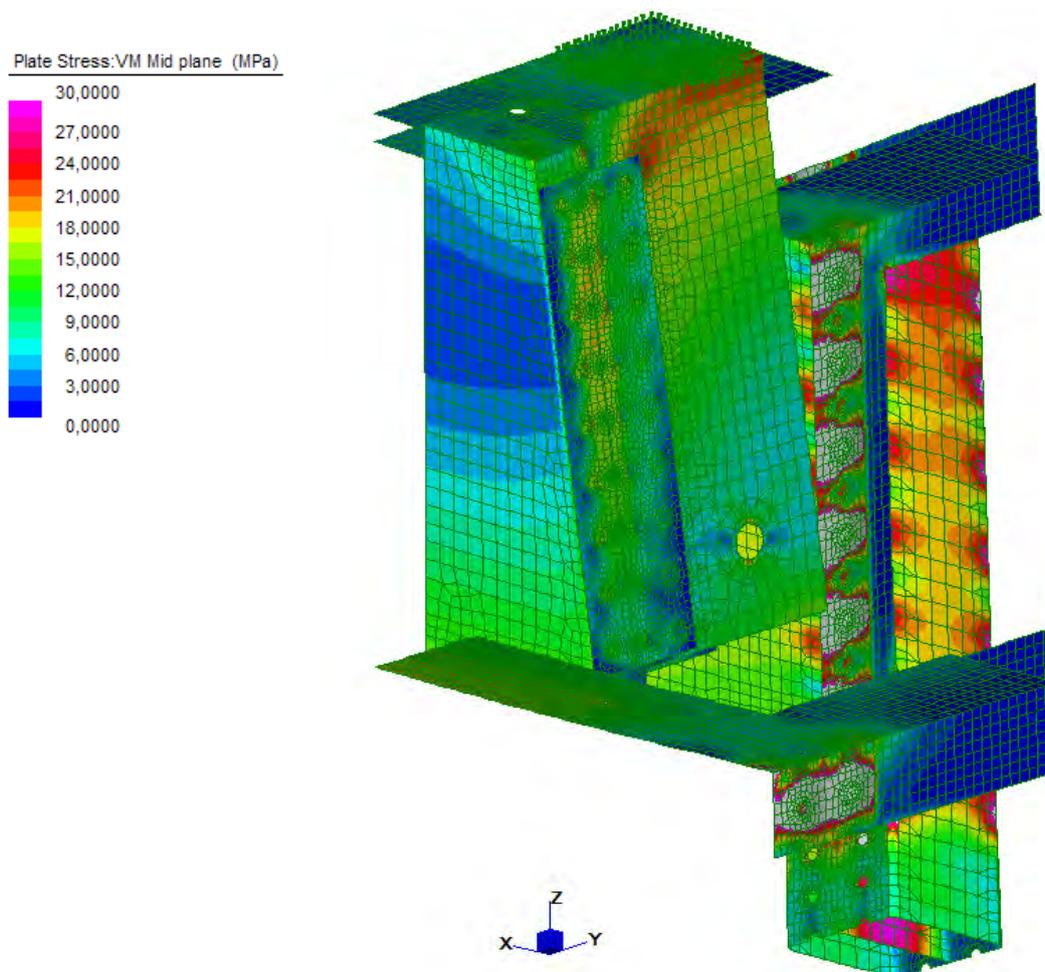


Fig.4.17, Contouring delle tensioni sul portale con solutore non lineare (visualizzazione 2D).

Come si vede in **Fig.4.17** le zone più sollecitate sono attorno ai fori delle barre della colonna e della flangia, l'anima della colonna e in corrispondenza della saldatura della piastra di riscontro con la costola.

4.3. Analisi di Instabilità (Linear Buckling)

Si sono eseguite delle verifiche più accurate riguardanti l'instabilità del castello, tramite il modello di calcolo agli elementi finiti, poiché il metodo di verifica proposto nelle normative, seppur corretto, alle volte risulta di difficile applicazione, in quanto non tiene conto della presenza di imperfezioni, nello specifico di geometrie non standard (essendo in presenza di fori su tutta l'altezza delle colonne e anche su altri elementi come la piastra di riscontro e le costole) o di eventuali rinforzi, cose invece del tutto gestibili con il modello FEM.

Per controllare che non avvengano delle instabilità locali sull'anima della colonna o sui piatti saldati (che sono i particolari che più ci interessano), si è svolta un'analisi lineare di instabilità elastica (detta *Linear Buckling Solver*): consiste nel controllare che non vi sia un collasso della colonna a causa di instabilità di un elemento sottile come posso essere i piatti di chiusura dell'HEM.

Fondamentalmente questo tipo di analisi investiga l'equilibrio della struttura, basandosi sulla rigidezza degli elementi e non sulla resistenza del materiale. Si deve innanzitutto risolvere la struttura con il solutore lineare e da questa analisi si evincono gli autovalori e i rispettivi autovettori; il più piccolo tra gli autovalori rappresenta il fattore di carico moltiplicativo, ciò significa che moltiplicando il carico per lambda si ottiene il valore di carico che instabilizza il portale o un elemento di esso. L'analisi lineare che si è presa, come condizione iniziale dello studio di instabilità, ha combinati il peso proprio con il carico dell'attuatore; si è deciso di non combinare anche la pretensione dei bulloni poiché i risultati sarebbero stati falsati dall'instabilità di quest'ultimi.

Nel caso di studio, il moltiplicatore di carico che instabilizza il portale, secondo la soluzione fornita dal linear buckling, è pari a 157 (cioè è necessario un carico 157 volte il carico dell'attuatore per instabilizzare la struttura, vale a dire 235500 kN). Si riporta di seguito i primi otto autovalori:

```
FINAL BUCKLING RESULTS
CALCULATED BUCKLING LOAD FACTORS
 1      1.57316339E+02
 2     -1.86487634E+02
 3     -2.19205188E+02
 4      2.21247158E+02
 5     -2.59959862E+02
 6      2.89632597E+02
 7     -3.06674432E+02
 8     -3.52025254E+02 [Not Converged]
```

Moltiplicatore: 157,3

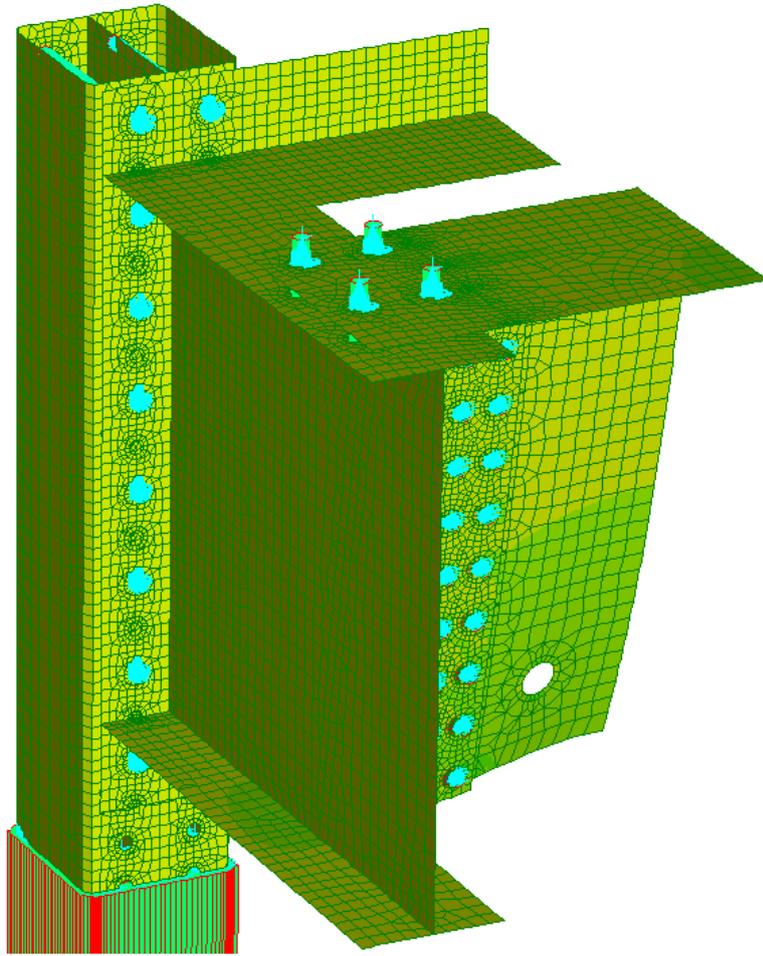


Fig.4.18, Linear Buckling, prima soluzione, deformata del 5%.

Come si può vedere dalla figura soprastante, la zona critica del portale che soffre di instabilità locale è l'irrigidimento della piastra di riscontro (detta anche costola).

Confrontando questi valori di carico critico con la forza massima imponibile con l'attuatore, risulta evidente che non possono sorgere dei problemi di instabilità dal momento che l'attuatore può imporre al massimo 1500kN. Le ulteriori soluzioni fornite dal linear buckling risultano poco interessanti in quanto propongono valori troppo elevati.

La soluzione fornita dal linear buckling però è imprecisa, visto che si basa un'analisi di tipo lineare che non conteggia la pretensione tra le componenti di carico; perciò per ottenere una soluzione più accurata si dovrebbe eseguire un'analisi *Nonlinear Buckling*, purtroppo questa opzione non è ancora stata sviluppata dal programma di calcolo Straus7, però una valida alternativa è compiere un'analisi non lineare incrementale. Visto che l'onere computazionale è elevato si è scelto di imporre degli

incrementi di carico sino a giungere al doppio **della forza dell'attuatore**, che risulta **comunque a favore di sicurezza visto che l'attuatore non può proprio imprimere una forza superiore a 1500kN** come scritto anche nel manuale fornito dal produttore. Per cui risulta impossibile caricare la struttura con un carico superiore a questo, se non cambiando attuatore, possibilità non contemplata da questa tesi.

4.4. Analisi non Lineare Incrementale

È stata compiuta un'analisi non lineare del modello FEM per studiare contemporaneamente gli effetti della pretensione, del peso proprio e della forza sviluppata dall'attuatore. Si precisa che non si tratta di un'analisi non lineare per geometria e/o per materiale, ma si utilizza il solutore non lineare a causa dell'azione dei point-contact che richiedono un solutore di questo tipo per riaggiornare la rigidità degli stessi ad ogni iterazione.

I primi 3 incrementi di carico utilizzati sono i seguenti:

CASES	Include	1	2	3
		Increment	Increment	Increment
1: P.P.	✓		$1,000000 \times 10^0$	$1,000000 \times 10^0$
2: Pretensione bulloni	✓	$1,000000 \times 10^0$	$1,000000 \times 10^0$	$1,000000 \times 10^0$
3: +1500 kN	✓			$1,000000 \times 10^0$

In un secondo momento, a causa dell'elevato numero di ore necessario al solutore, si è continuata l'analisi aggiungendo le iterazioni 4 e 5 con coefficiente moltiplicativo del carico dell'attuatore rispettivamente di 1,5 e 2. Eseguendo l'analisi non lineare *incrementale* del portale con i moltiplicatori di carico sopra specificati, si è constatato che il modello convergeva, perciò si può affermare che fino ad un carico doppio rispetto a quello che sviluppa l'attuatore, il portale non ha problemi di instabilità.

Come si vede dai risultati riportati al paragrafo precedente, è praticamente impossibile giungere al moltiplicatore che manda in instabilità la struttura (ovvero il moltiplicatore che manda in instabilità la costola del camino), poiché l'attuatore non è in grado di sviluppare una forza superiore al $\pm 1500 \text{ kN}$. Non si è potuto procedere alla verifica completa a causa della lentezza del solutore, che avrebbe richiesto giorni di lavoro per arrivare vicino al lambda 157. Va inoltre specificato che non si possono scegliere incrementi di carico troppo grandi da un'iterazione a quella successiva, si è infatti provato che altrimenti il solutore (Straus7) non giunge a convergenza.

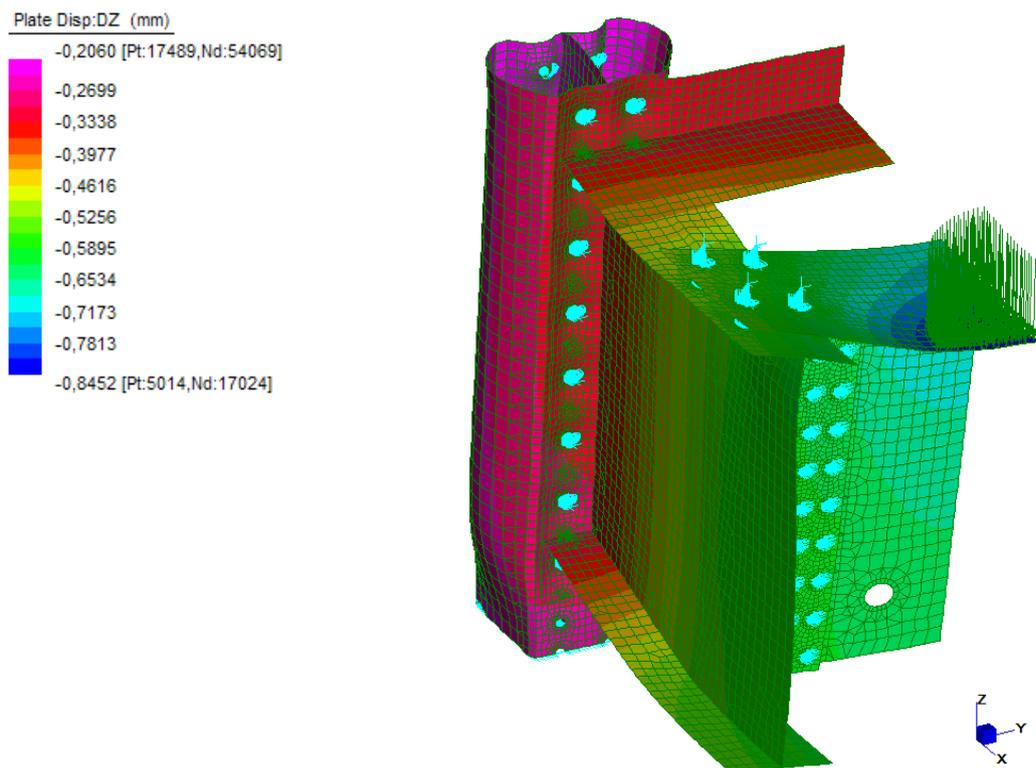


Fig.4.19, Contouring deformazioni assiali con un carico pari a due volte quello dell'attuatore.

L'analisi ivi condotta non è completa però, servirebbe un'analisi non lineare statica che annoveri la non linearità per geometria, per cogliere non solo la non linearità dovuta alla presenza dei point contact (quindi per la necessità di aggiornare la rigidità di quest'ultimi), ma per aggiornare la posizione del carico in funzione della nuova configurazione deformata della struttura.

A causa dell'onere computazionale e la ridottissima deformabilità della struttura, in prima approssimazione si può ritenere corretto dire che la struttura non avrà problemi di instabilità, vista la bassa intensità delle tensioni in gioco e l'elevata rigidità degli elementi che la compongono (come si vede in **Fig.4.19**).

4.5. Frequenze Naturali di Vibrazione

Si riportano le prime 8 frequenze naturali di vibrazione della struttura. Questa analisi risulta importante al fine di evitare problemi di risonanza tra le frequenze proprie della struttura e quella di applicazione del carico da parte dell'attuatore.

FINAL FREQUENCY RESULTS

Mod	Eigenvalue	Frequency [rad/s]	Frequency [Hertz]
1	5.36557045E+05	7.32500543E+02	1.16581082E+02
2	6.58959623E+05	8.11763280E+02	1.29196139E+02
3	7.68175395E+05	8.76456157E+02	1.39492330E+02
4	9.38848989E+05	9.68942201E+02	1.54211941E+02
5	9.92927856E+05	9.96457654E+02	1.58591161E+02
6	1.76165025E+06	1.32727173E+03	2.11241857E+02
7	1.96565590E+06	1.40201851E+03	2.23138176E+02
8	2.21342528E+06	1.48775848E+03	2.36784116E+02

Le frequenze riportate in tabella sono ottenute dal solutore lineare, poiché non è permesso al programma di compiere un'analisi delle frequenze naturali di vibrazione a partire da condizioni iniziali derivanti da un'analisi non lineare, per cui i valori soffrono di un'approssimazione del carico (i.e. non è considerata la pretensione dei giunti bullonati). Inoltre i valori ottenuti sono molto diversi rispetto ai valori a cui si è abituati nell'ingegneria civile di palazzi, torri, capannoni, quindi non avendo un metro di paragone ci si affida ai soli ragionamenti e al buon senso. Tali valori possono essere ritenuti corretti dal momento che la struttura è molto rigida e allo stesso tempo assai più bassa rispetto alle altezze a cui si è abituati di solito.

Si è fatta questa analisi più per scrupolo che non per controllo poiché si sa dalla teoria che si deve evitare di applicare un carico con frequenza prossima alla frequenza propria della struttura. Dai dati che si sono ottenuti, si ha avuto la conferma che il portale non soffrirà di risonanza dato che l'attuatore non è in grado di sviluppare 116 cicli al secondo, come si vede essere la prima frequenza propria di risonanza del portale. **L'attuatore ha una frequenza massima di circa 10Hz** quindi molto lontana dalla frequenza della struttura; è comunque consigliabile evitare dei sottomultipli delle frequenze proprie di oscillazione.

5. VERIFICA DEL PORTALE

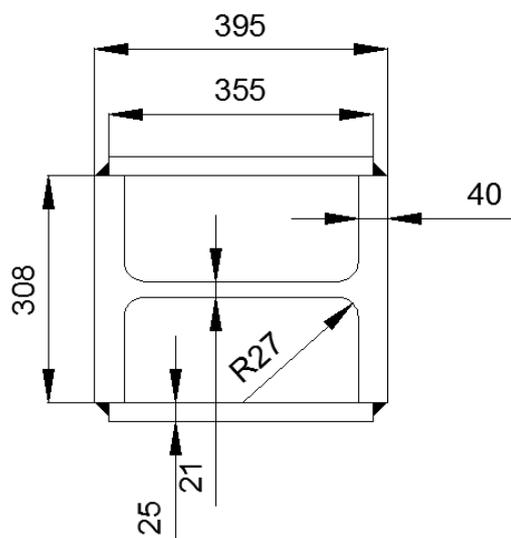
Si procede alla verifica di ogni elemento strutturale costituente il portale, con particolare attenzione rivolta alle verifiche a fatica. La condizione fondamentale che ci si è posti in fase di progetto è stata, infatti, quella che il portale possa resistere a sollecitazioni cicliche a vita illimitata.

I calcoli di progetto e le verifiche sono stati eseguiti mediante l'ausilio di fogli di calcolo Excel e di modelli agli elementi finiti. Questi ultimi, in particolare, sono risultati strumento indispensabile per l'esecuzione di analisi di tipo non lineare per geometria e materiale ai fini della valutazione di eventuali zone di plasticizzazione durante il carico. Le analisi non lineari sono state altresì indispensabili per lo studio delle unioni bullonate precaricate.

5.1. Colonne

Le colonne del portale si sono realizzate con profili commerciali di tipo HEM 360 chiusi lateralmente da due piastre saldate, per migliorare l'inerzia e aumentare l'area utile della sezione, riducendo così la deformabilità della colonna. Inizialmente invece si era ipotizzato un profilo HEM 360 con fazzoletti di irrigidimento a passo ravvicinato per garantire la stabilità dell'anima della colonna, ma questa prima opzione è stata scartata poiché offriva prestazioni inferiori nonostante la medesima quantità di materiale utilizzato.

Le caratteristiche geometriche e inerziali della sezione sono di seguito riportate.



Dimensioni sezione colonna	
h [mm]	395
b [mm]	308
a [mm]	21
e [mm]	40
r [mm]	27
Area [mm ²]	47630
J _y [mm ⁴]	9,78·10 ⁸
J _x [mm ⁴]	4,69·10 ⁸

Il materiale adottato è l'acciaio S355J0.

Classificazione del profilo HEM 360 secondo la normativa:

Anima		Ali	
f_{yk} [MPa]	355	f_{yk} [MPa]	355
ϵ	0,81	ϵ	0,81
$33 \cdot \epsilon$	26,85	$9 \cdot \epsilon$	7,32
$38 \cdot \epsilon$	30,92	$10 \cdot \epsilon$	8,14
$42 \cdot \epsilon$	34,17	$14 \cdot \epsilon$	11,39
c [mm]	261	c [mm]	116,5
t [mm]	21	t [mm]	40
c/t	12,43	c/t	2,91
classe	1	classe	1

Pertanto la sezione appartiene alla classe 1.

Dimensionamento saldature:

Se la saldatura prevista è a **completa penetrazione**, come valutato in questo progetto per le saldature dei piatti al profilo HEM 360, è necessaria una cianfrinatura del pezzo e la saldatura deve essere di classe I (controlli estesi). Per saldature a completa penetrazione è previsto che la saldatura abbia una resistenza almeno pari a quella dei pezzi che unisce, quindi in genere non è necessaria una verifica specifica. Si riporta di seguito il capito del DM che lo afferma:

4.2.8.2.1 Unioni con saldature a piena penetrazione

I collegamenti testa a testa, a T e a croce a piena penetrazione sono generalmente realizzati con materiali d'apporto aventi resistenza uguale o maggiore a quella degli elementi collegati. Pertanto la resistenza di calcolo dei collegamenti a piena penetrazione si assume eguale alla resistenza di progetto del più debole tra gli elementi connessi. Una saldatura a piena penetrazione è caratterizzata dalla piena fusione del metallo di base attraverso tutto lo spessore dell'elemento da unire con il materiale di apporto.

5.1.1. Verifica a fatica

La verifica statica a compressione e a presso-flessione (con la flessione dovuta a una forza orizzontale pari a 1/100 di quella verticale) viene svolta solo su una delle quattro colonne, data la doppia simmetria in pianta del portale e del carico. La condizione più gravosa si ha quando l'attuatore espleta il massimo della forza (1500 kN) in fase di accorciamento, ovvero quando le colonne lavorano in compressione.

Combinazione: $G_1 + G_2 + Q_{k1}$

Il γ_G è stato posto pari a 1 poiché il carico imposto dall'attuatore è un valore sicuro in quanto fornito direttamente dalla ditta costruttrice, inoltre sarà monitorato da strumenti con elevata precisione.

In seguito si procederà ad un'analisi tensionale più accurata mediante il modello agli elementi finiti.

Densità acciaio [t/mm^3]	$7,87 \cdot 10^{-9}$
Lunghezza colonna [mm]	5000
Sezione [mm^2]	47630
Sezione netta [mm^2]	41550
Inerzia lungo l'asse debole [mm^4]	$9,78 \cdot 10^8$
Carico attuatore [kN]	1500
Forza orizzontale [kN]	15
Peso struttura G_1 [kN]	158,69
Peso attuatore G_2 [kN]	41,19

Dove l'area netta è ottenuta depurando quella lorda di una quantità pari all'area della sezione diametrale longitudinale del foro ($d_{BULLONE} = 32mm$), moltiplicata per il numero dei fori che è pari a 4 poiché vi è un doppio serraggio dei bulloni.

Ne risultano le seguenti sollecitazioni in corrispondenza della sezione di base della colonna:

$$N_{sd} = \frac{158,69}{4} + \frac{41,19}{4} + \frac{1500}{4} = 425,0 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 5 \cdot \frac{1500}{4 \cdot 100} = 18,75 \text{ kNm}$$

da cui si hanno le seguenti tensioni:

$$\sigma_{compr,Nsd} = \frac{N_{sd}}{A_{netta}} = \frac{425,0 \cdot 10^3}{41550} = 10,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{compr,Msd,x} = \frac{M_{sd}}{J_y} x = \frac{18,75 \cdot 10^6}{9,78 \cdot 10^8} \cdot \frac{395}{2} = 7,90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{compr,Msd,y} = \frac{M_{sd}}{J_x} y = \frac{18,75 \cdot 10^6}{4,69 \cdot 10^8} \cdot \frac{308}{2} = 2,95 \text{ MPa}$$

Trascurando la tensione tangenziale che è estremamente ridotta, si ha una tensione totale di Von Mises:

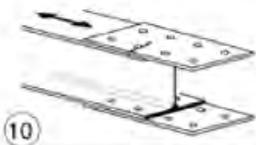
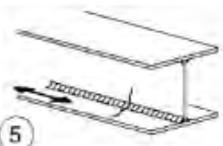
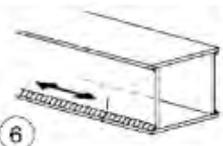
$$\sigma_{compr,max} = 10,23 + 7,90 = 18,13 \text{ MPa} < f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,05} = 338,10 \text{ MPa}$$

La verifica è pertanto soddisfatta. Il motivo dell'evidente sovradimensionamento delle colonne, come si vedrà in seguito, è l'esigenza di ridurre il più possibile la deformabilità della struttura e garantire la resistenza a fatica a vita illimitata.

La verifica a fatica si è svolta nella situazione più gravosa ovvero quando si ha l'attuatore che opera ciclicamente in allungamento e accorciamento, espletando la massima forza. Tale condizione prevede un rapporto R tra tensione minima e massima pari a -1.

L'ampiezza di tensione sollecitante ($\Delta\sigma_{sd}$) è pertanto pari a due volte la tensione massima di compressione della colonna ($\Delta\sigma_{sd} = 2 \cdot 10,23 = 20,46 \text{ MPa}$). Si nota che l'azione della forza orizzontale non viene considerata nella tensione sollecitante per due motivi: il primo è che l'introduzione della stessa è al solo scopo di cautelarsi da eventuali, e non ripetitive, spinte dell'attuatore non perfettamente verticali (nonostante tale eventualità sia remota, poiché all'estremità dell'attuatore vi è uno **snodo sferico** in grado di simulare un vincolo a cerniera evitando l'insorgere di azioni con componenti orizzontali), il secondo è dovuto al metodo di verifica utilizzato dalla Normativa vigente (§NTC 2008 e Circolare esplicativa).

Per compiere la verifica a fatica si deve far riferimento alle classi di dettaglio della Circolare esplicativa (§Tab.C4.2.XIII e Tab.C4.2.XIV), nello specifico si sono utilizzati i particolari: FAT100 per la verifica delle saldature nelle colonne a cassone e FAT90 data la presenza di fori **lungo tutta l'altezza della colonna** (nota. si è utilizzata $\Delta\sigma$ al netto dell'area dei fori per i bulloni).

90		10) Giunti bullonati con coprighiunti singoli e bulloni AR precaricati o bulloni precaricati iniettati	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione lorda
		11) Elementi strutturali forati soggetti a forza normale e momento flettente	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione netta
100		5) Saldatura manuale a cordoni d'angolo o a piena penetrazione	5) e 6) Deve essere assicurato un corretto contatto tra anima e piattabanda. Il bordo dell'anima deve essere preparato in modo da garantire una penetrazione regolare alla radice, senza interruzioni
		6) Saldatura a piena penetrazione manuale o automatica eseguita da un sol lato, in particolare per travi a cassone	

La verifica a fatica a vita illimitata è la seguente:

$$\Delta\sigma_{sd} \leq \frac{\Delta\sigma_D}{\gamma_{Mf}}$$

Dove:

$$\Delta\sigma_D = 0,737 \cdot \Delta\sigma_c$$

Si riportano di seguito le tabelle riassuntive delle verifiche a fatica a vita illimitata: la prima si riferisce alla possibilità di innesco di una cricca in prossimità dei fori presenti nella colonna, la seconda fa riferimento al dettaglio della saldatura tra il profilo HEM e i due piatti, che rendono scatolare la sezione della colonna.

Verifica a fatica (11)	
$\Delta\sigma_{sd}$	20,46 MPa
$\Delta\sigma_c$	90,00 MPa
$\Delta\sigma_D$	66,33 MPa
γ_{Mf} (1,15 - 1,35)	1,35
verifica:	ok
coeff. di sicurezza	3,24

Verifica a fatica (6)	
$\Delta\sigma_{sd}$	20,46 MPa
$\Delta\sigma_c$	100,00 MPa
$\Delta\sigma_D$	73,70 MPa
γ_{Mf} (1,15 - 1,35)	1,35
verifica:	ok
coeff. di sicurezza	3,6

Le verifiche sono soddisfatte con un coefficiente di sicurezza γ_{Mf} superiore al limite previsto (che è pari a 1,35).

5.1.2. Verifica statica: stabilità dell'equilibrio

Grazie alla simmetria per geometria e di carico, si esegue la verifica su un quarto della struttura e più precisamente su una delle quattro colonne, il carico utilizzato è lo stesso utilizzato nel paragrafo precedente (vedi **cap.5.1.1**).

Le condizioni di vincolo alle estremità della colonna sono tali per cui si ha: rotazione impedita (i.e. un incastro) alla base e rotazione parzialmente impedita in sommità (vista la notevole rigidità delle travi). A favore di sicurezza si procede alla verifica

nella condizione più gravosa ovvero quella di incastro alla base e libera rotazione in sommità. In tale configurazione la lunghezza libera di inflessione è pari a due volte l'altezza della colonna ($l_0 = 2 \cdot h$).

Per compiere la verifica di stabilità **delle membrature ci si riferisce all'NTC 2008** Scap.4.2.4.1.3.1 che ora riporteremo di seguito. **Nel caso trattato l'elemento è sollecitato a compressione semplice**, quindi la verifica consiste in:

$$N_{Sd} \leq N_{b,Rd}$$

dove

N_{Sd} è l'azione di compressione sollecitante,

$N_{b,Rd}$ è l'azione resistente all'instabilità, data da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{per sezioni di classe 1.}$$

Il coefficiente χ dipende dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio, essi si ricavano in base ai valori di snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$, dalla seguente formula

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

dove

$$\Phi = 0.5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

α è il fattore di imperfezione che si ricava dalla Tab.5.1

$\bar{\lambda}$ è la snellezza adimensionalizzata, è pari a

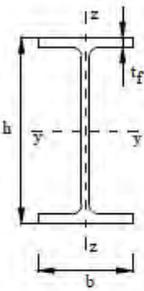
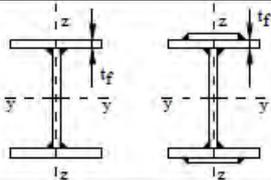
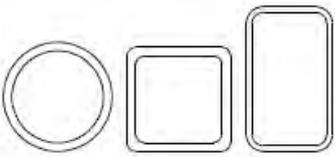
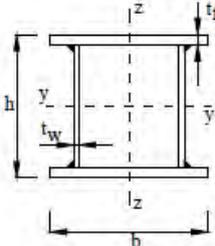
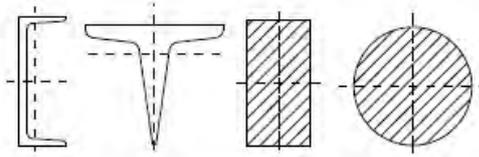
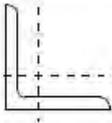
$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_{yk}}{N_{cr}}} \quad \text{per sezioni di classe 1.}$$

N_{cr} è il carico critico, si valuta sulle proprietà della sezione lorda e sulla lunghezza libera di inflessione l_0 della colonna, calcolato per la modalità di collasso per instabilità.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E J}{l_0^2}$$

Come si osserva dalle tabelle riportate in seguito, si assume J_x per la verifica di stabilità attorno all'asse debole, mentre si assume J_y se attorno all'asse forte.

Tab.5.1, Curve di instabilità per varie tipologie di sezioni e classi di acciaio, per elementi compressi.

Sezione trasversale		Limiti	Inflexione intorno all'asse	Curva di instabilità	
				S235, S275, S355, S420	S460
Sezioni laminare		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ y-y z-z	a	a_0
				$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$ y-y z-z	b
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$ y-y z-z	b	a
			$t_f > 100 \text{ mm}$ y-y z-z	d	c
Sezioni ad I saldate		$t_f \leq 40 \text{ mm}$ y-y z-z	b	b	
		$t_f > 40 \text{ mm}$ y-y z-z	c	c	
Sezioni cave		Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	a_0
		Sezione formata "a freddo"	qualunque	c	c
Sezioni scatolari saldate		In generale	qualunque	b	b
		saldature "spesse": $a > 0,5t_f$, $b/t_f < 30$; $h/t_w < 30$	qualunque	c	c
Sezioni piene, ad U e T			qualunque	c	c
Sezioni ad L			qualunque	b	b
Curva di instabilità	a_0	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Verifica attorno all'asse debole

N_{sd}	425,0 kN
J_x	4,69E+08 mm ⁴
N_{cr}	9,71E+06 N
$\bar{\lambda}$	1,319
ϕ	1,645
χ	0,381
γ_{M1}	1,05
A	47630 mm ²
f_{yk}	355 Mpa
$N_{b,rd}$	6130,5 kN
$N_{b,rd} > N_{sd}?$	ok

Verifica attorno all'asse forte

N_{sd}	425,0 kN
J_y	9,78E+08 mm ⁴
N_{cr}	2,03E+07 N
$\bar{\lambda}$	0,913
ϕ	1,092
χ	0,592
γ_{M1}	1,05
A	47630 mm ²
f_{yk}	355 MPa
$N_{b,rd}$	9528,9 kN
$N_{b,rd} > N_{sd}?$	ok

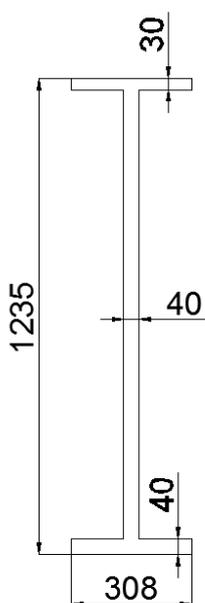
Attorno ad entrambi gli assi x e y, la verifica di instabilità è soddisfatta, quindi si può affermare che le colonne non sono soggette a problemi di instabilità.

Si sono svolte in seguito delle analisi più accurate per l'instabilità (vedi **cap.4.3**), attraverso il solutore Linear Buckling, però **si è indagata l'instabilità dell'intero castello e non nello specifico l'instabilità delle colonne**. Non è stato necessario **valutare l'autovalore** associato alle colonne, poiché sarebbe stato di gran lunga maggiore a quello ricavato per gli irrigidimenti delle costole (che risulta essere il primo elemento che soffre di instabilità). Perciò sarebbe stato del tutto inutile, al fine di calcolare il fattore moltiplicativo del carico che per primo avrebbe messo in crisi la struttura.

5.2. Travi

Le due travi del portale sono poste simmetricamente nella direzione più lunga, pari a 2,80 m, poiché non vi erano tra i formati standard delle travi che rispondessero ai requisiti necessari di rigidezza e resistenza, le dimensioni sono state scelte ad hoc per il portale. Si sono previste delle saldature a completa penetrazione **tra l'anima e le ali e tra la trave e la piastra di collegamento**, mentre il collegamento con le colonne avviene tramite bullonatura.

Lo schema statico della trave è intermedio tra una trave su due appoggi e una trave doppiamente incastrata, poiché la trave è perfettamente incastrata alle colonne, ma non è un incastro assoluto in quanto si deve considerare che il nodo ha una sua rigidezza e può far ruotare il sistema trave-colonna. Non essendo possibile tener conto a mano di tutte le componenti e degli irrigidimenti, si ricorre spesso a parametri estrapolati dal software (Straus7).



Dimensioni TRAVE	
Lunghezza (L)	2400 mm
Altezza (H)	1235 mm
Spessore anima (w)	40 mm
Larghezza (B)	308 mm
b	134 mm
h	1165 mm
e _{sup}	30 mm
e _{inf}	40 mm
J _x	1,30E+10 mm ⁴
J _y	1,77E+08 mm ⁴
Area	68160 mm ²
Area di taglio	45120 mm ²

Le verifiche a fatica sulla trave si sono svolte considerando solo metà struttura ovvero il portale formato da tre elementi trave (**beam**) (**l'architrave e le due colonne**) con le rispettive sezioni. La necessità di utilizzare le sollecitazioni derivanti da un modello beam equivalente al modello plate, anziché usare direttamente le tensioni forniteci dal modello plate, è dovuta alla complessità della struttura. Non sempre è possibile ricavare le tensioni nominali in specifiche sezioni, dal modello plate, come ad esempio in mezzeria della trave, a causa della sovrapposizione di vari elementi (il piastrone di riscontro e le costole attraverso un coprigiunto si collegano alla trave a

metà della sua lunghezza) che causano delle repentine variazioni di sezione e conseguenti picchi di tensione, impedendo la lettura delle tensioni nominali.

Il *metodo nominale* (vedi **cap.2.1**) prevede di confrontare la tensione sollecitante con la tensione resistente ridotta di un coefficiente (γ_M). La tensione resistente a fatica, per la relativa categoria dei dettagli costruttivi, è desumibile dalle curve N-S di resistenza a fatica (dette curve di Wöhler) che si ricavano andando a sollecitare un provino a frequenza **prestabilita con un'ampiezza di tensione costante**. Quindi per riferirsi ad un dettaglio della Normativa si deve innanzitutto avere un particolare la cui geometria possa rientrare nei casi previsti da Normativa, per poi **poter ricavare l'ampiezza di tensione resistente dell'elemento** e confrontarla con la tensione nominale. Nello spirito del metodo le tensioni di picco sono escluse dal calcolo delle tensioni nominali. Essendo il nostro caso molto particolare, i dettagli geometrici non sono sempre riconducibili a quelli standardizzati dalla Normativa e non è semplice definire correttamente le forze in gioco, per cui si è deciso di compiere un'**analisi maggiormente dettagliata, di alcuni particolari, con l'utilizzo di** metodi più sofisticati, come il Metodo Hot Spot Stress. Nei capitoli successivi è illustrato il metodo e le sue applicazioni.

In quanto alle sollecitazioni, si è visto che dal modello plate non vi sono spostamenti **di tipo torsionale della trave (forse per l'elevata rigidità della struttura in se e dei** molteplici nodi che rendono la trave solidale al contrasto e alle colonne) per cui è stato possibile trascurare il momento torcente trasmesso dalla piastra di contrasto **alla trave e quindi schematizzare l'azione dell'attuatore come un'azione verticale** applicata in mezzzeria della trave.

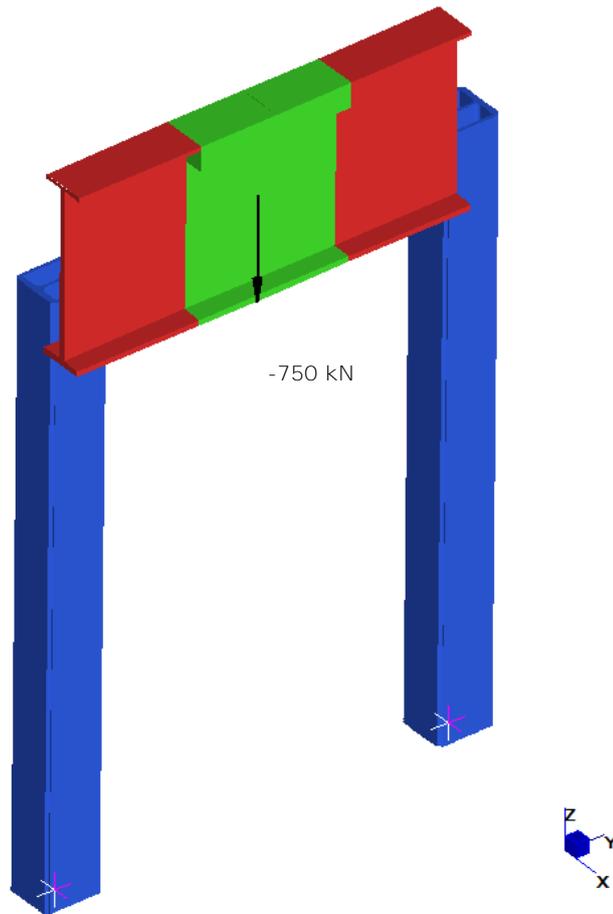


Fig.5.1,Modello a Beam di un quarto del portale.

Sollecitazioni	
Modello Beam (in appoggio)	
M_{sd}	24,45 kNm
T_{sd}	375 kN
N_{sd}	8,5 kN

Tensioni	
(in appoggio)	
$\sigma(N_{sd})$	0,12 MPa
$\sigma(M_{sd,x})$	1,16 MPa
τ	8,31 MPa
$\sigma(MAX)$	1,29 MPa
$\sigma(MIN)$	-1,04 MPa
$\sigma_{VON MISES}$	14,44 MPa

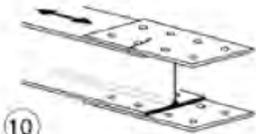
Sollecitazioni	
Modello Beam (in campata)	
M_{sd}	500,5 kNm
T_{sd}	750 kN
N_{sd}	8,5 kN

Tensioni	
(in campata)	
$\sigma(N_{sd})$	0,12 MPa
$\sigma(M_{sd,x})$	23,77 MPa
τ	16,62 MPa
$\sigma(MAX)$	23,90 MPa
$\sigma(MIN)$	-23,65 MPa
$\sigma_{VON MISES}$	37,34 MPa

Si precisa che i valori di tensione sollecitante ($\Delta\sigma_{sd}$) sono nominali e rappresentano la condizione più gravosa per le verifiche a fatica, la tensione deriva principalmente dalla sollecitazione flettente (ed eventuale forza assiale) scomposta come coppia di forze assiali applicate alle ali della trave. Le verifiche sono eseguite seguendo la classe di dettaglio che meglio rappresenta il particolare preso in considerazione. Si valutano solo le tensioni nella direzione indicata dalla freccia che vi è in ogni dettaglio **suggerito dalla Circolare dell'NTC** e non le tensioni principali o ricavate dalla combinazione assiale e trasversale (come quelle ricavate con Von Mises).

5.2.1. Verifica a fatica della trave

Le verifiche a fatica sulla trave si compiono in mezzzeria poiché è la zona che presenta le tensioni più elevate. Nello specifico si è fatto riferimento alle classi di dettaglio della Circolare che meglio rappresentano la nostra situazione cioè i particolari: (5) FAT100 per la verifica delle saldature longitudinali tra anima e ala della trave e (11) FAT90 data la presenza di fori sull'ala superiore della trave.

100		<p>5) Saldatura manuale a cordoni d'angolo o a piena penetrazione</p> <p>6) Saldatura a piena penetrazione manuale o automatica eseguita da un sol lato, in particolare per travi a cassone</p>	<p>5) e 6) Deve essere assicurato un corretto contatto tra anima e piattabanda. Il bordo dell'anima deve essere preparato in modo da garantire una penetrazione regolare alla radice, senza interruzioni</p>
90		<p>10) Giunti bullonati con coprigiunti singoli e bulloni AR precaricati o bulloni precaricati iniettati</p>	<p>$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione lorda</p>
		<p>11) Elementi strutturali forati soggetti a forza normale e momento flettente</p>	<p>$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione netta</p>

Le verifiche a fatica sono le seguenti:

VERIFICA saldatura anima-ala inf	
$\Delta\sigma_{sd}$	47,55 MPa
$\Delta\sigma_c$	100 MPa
$\Delta\sigma_D$	73,70 MPa
γ_{Mf} (1,15 - 1,35)	1,35
verifica :	ok
coeff. di sicurezza :	2

VERIFICA fori dell'ala sup	
$\Delta\sigma_{sd}$	47,55 MPa
$\Delta\sigma_c$	90 MPa
$\Delta\sigma_D$	66,33 MPa
γ_{Mf} (1,15 - 1,35)	1,35
verifica :	ok
coeff. di sicurezza :	1,40

Entrambe le verifiche a fatica sono soddisfatte anche se con un coefficiente di sicurezza di poco superiore al limite 1,35.

5.2.2. Verifica a fatica dei giunti saldati (cordone d'angolo)

La tensione nominale da utilizzarsi nella verifica a fatica per saldature a cordone d'angolo, fa riferimento alla tensione sopportata dalla sezione di gola efficace della saldatura, per sezione di gola efficace si intende la filettatura doppia come mostrato in **Fig.5.2** (i.e. $w = 2a$).

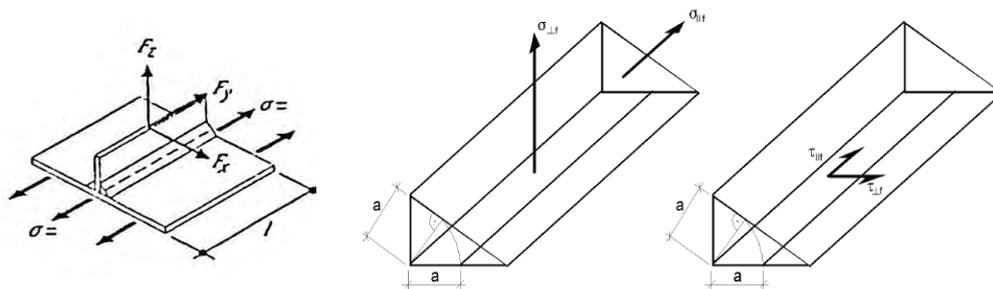


Fig.5.2, Tensioni sulla sezione di gola della saldatura.

Tensione nominale assiale:

$$\sigma_w = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \sigma_{\parallel}^2} \quad \text{con } \sigma_{\perp} = \frac{F_z}{w l}$$

Tensione nominale tangenziale:

$$\tau_w = \tau_{\parallel} = \frac{F_y}{w l}$$

$$\tau_w = \tau_{\perp} = \frac{F_x}{w l}$$

Saldatura tra l'ala inferiore della trave sp40 e l'irrigidimento della flangia sp30:

L'ala inferiore della trave è spessa 40mm e l'irrigidimento della flangia è spesso 30mm ed essendo gli assi allineati non è necessario ridurre la tensione di un fattore geometrico k_f , dovuto al disassamento, si deve però tener conto di un coefficiente correttivo k_s poiché gli spessori in gioco sono superiori ai 25mm. Per compiere la verifica si fa riferimento al particolare (17) della Circolare, ci viene fornita la tensione resistente del collegamento saldato testa a testa FAT71.

		$k_w = (25/t)^{0.2}$	
71		<p>17) Saldature trasversali a piena penetrazione tra elementi di spessore differente con assi allineati</p> <p>Per spessori $t_1 > 25$ mm si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> <p>$k_s = (25/t_1)^{0.2}$</p>	<p>Nel caso di disassamento la classe deve essere ridotta con il coefficiente</p> <p>$k_{se} = \left(1 + \frac{6e}{t_1} \frac{t_1^{1.5}}{t_1^{1.5} + t_2^{1.5}}\right)^{-1}$ da combinare, eventualmente, con k_e, quando $t_1 > 25$ mm</p>

Lo stesso collegamento deve essere verificato anche nella direzione ortogonale poiché le sollecitazioni in gioco sono in entrambe le direzioni della superficie dell'ala, per cui la cricca si può verificare anche a causa della trazione che agisce sull'ala inferiore. Il particolare che meglio rappresenta la situazione appena descritta è il (5) in quanto non è stato previsto un raggio di raccordo, nel caso la verifica non fosse soddisfatta si procederà con l'aggiunta di un raccordo e si verificherà con il particolare (4). Segue la tabella appena citata.

90 (a) 71 (b) 50 (c)		<p>4) Fazzoletti d'attacco saldati a un lato di un piatto o della piattabanda di una trave e dotati di raccordo di transizione di raggio r.</p> <p>La lunghezza L deve essere valutata come per i dettagli 1), 2) e 3).</p> <p>La stessa classificazione può essere adottata anche per piattabande saldate dotate di raccordo di transizione di raggio r.</p> <p>(a) $r \geq L/3$ o $r > 150$ mm (b) $L/3 > r \geq L/6$ (c) $r < L/6$</p>	<p>Raccordo di transizione di raggio r realizzato con taglio meccanico o a gas realizzato prima della saldatura del fazzoletto. Al termine della saldatura, la parte terminale deve essere molata in direzione della freccia per eliminare completamente la punta della saldatura</p>
40		<p>5) Come saldato, senza raccordo di transizione</p>	

Per compiere le verifiche a fatica appena descritte, si sono utilizzate le tensioni nominali calcolate a partire da M, N e T ricavate dal modello beam, per la verifica (5), mentre per la verifica (17) le tensioni si sono ricavate dal modello plate, poiché

l'elemento di irrigidimento della frangia nel modello beam non era possibile modellarlo in modo adeguato.

Si riportano di seguito le

VERIFICA saldatura tra ala inf. trave-irrigidimento flangia (17)	
$\Delta\sigma_{y,sd}$	3,09 MPa
$\Delta\sigma$	71 MPa
k_s	0,964
$\Delta\sigma_D$	50,45 MPa
γ_{Mf} (1,15 - 1,35)	1,35
verifica :	ok
coeff. di sicurezza :	16

Il valore medio della tensione utilizzato per verificare a fatica la saldatura tra l'ala inferiore della trave e l'irrigidimento della flangia, è stato estratto attraverso una media della tensione che agisce trasversalmente sull'irrigidimento a distanza sufficiente affinché il valore non fosse alterato dai picchi di tensione.

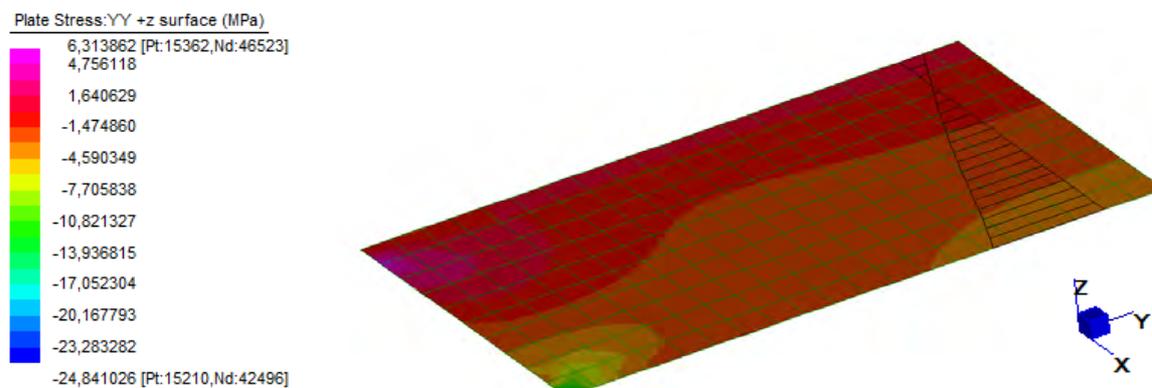


Fig.5.3,Tensioni sull'irrigidimento della flangia.

La tensione media che si è ottenuta dal diagramma delle tensioni globali in straus7 è $\sigma_y = 1,55 MPa$, è stata calcolata a metà dell'irrigidimento a una distanza sufficiente per non subire le interferenze delle tensioni di picco (che si verificano agli spigoli). Per quanto riguarda la verifica a fatica del particolare (17) si riporta la tabella qui sotto:

**VERIFICA saldatura tra ala inf. trave-
irrigidimento flangia (5)**

$\Delta\sigma_{x,sd}$	2,32 MPa
$\Delta\sigma_c$	40 MPa
r/L	0,00
$\Delta\sigma_D$	29,48 MPa
γ_{Mf} (1,15 - 1,35)	1,35
verifica :	ok
coeff. di sicurezza :	13

Come si evince, dalle tabelle soprastanti, la zona di studio è largamente verificata a fatica, poiché le tensioni nominali agenti sono di modesta entità. Sulla base dei valori **delle tensioni all'appoggio della trave e sugli irrigidimenti, superiore e inferiore della flangia**, si è ritenuto inutile riportare le tabelle di verifica a fatica sulla saldatura tra **l'ala superiore della trave (di spessore 30mm) e l'irrigidimento della flangia** poiché sono una mera ripetizione delle precedenti.

È da notare che la verifica con le tensioni nominali a fatica è già soddisfatta senza tener conto di un possibile raccordo tra i due piatti (irrigidimento e ala), ma per **evitare l'innescò di cricche** è consigliabile un raccordo graduale. Anche se si prevede una plasticizzazione locale in corrispondenza del picco di tensione, è sconsigliato realizzare uno scanso ad angolo retto poiché si ignorerebbero delle tensioni piuttosto elevate e concentrate in una piccola area. Infatti come si vede dai disegni dettagliati nella tavola 1 (vedi **APPENDICE A**, pianta 1:50), si è previsto un raccordo $r = 100\text{ mm}$.

5.3. Camino (piastra di riscontro e costole)

Il così detto "camino" è un sistema formato dalla piastra di riscontro e da due costole di irrigidimento leggermente inclinate (la sezione del camino ricorda la forma della lettera greca π), esso costituisce il supporto e il riscontro dell'**attuatore**, il quale viene agganciato da sotto, al centro della piastra.

5.3.1. Verifica piastra di riscontro

PRIMA PROPOSTA PROGETTUALE

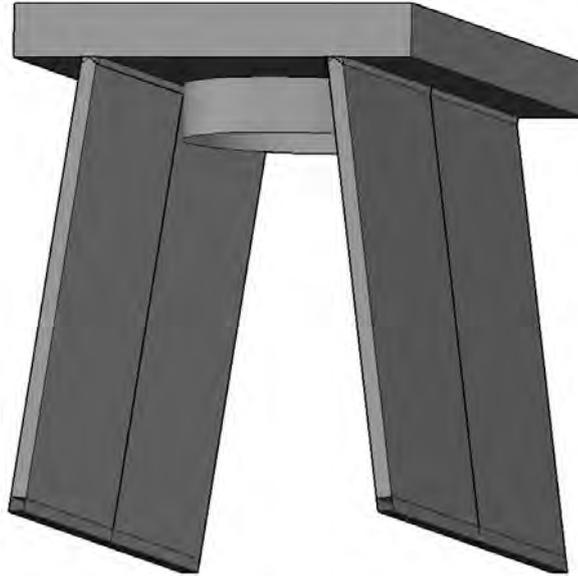


Fig.5.4, Particolare 3D del camino con la piastra di riscontro (sp140) e la piastra dell'attuatore (sp90).

Le verifiche a fatica sul camino sono state svolte seguendo le indicazioni fornite dai libri *"Appunti di Costruzioni di Macchine"* del Prof. Atzori e *"Esercizi di Costruzioni di Macchine"* del Prof. Lazzarin, poiché nessuno dei dettagli forniti dalla Normativa NTC 2008 rappresentava il caso in esame (a causa più che della geometria, della direzione del carico). Si è dunque giunti ad analizzare le tensioni non con il Metodo delle Tensioni Nominali ma con il **Metodo delle Tensioni di Picco con fattori di intensificazione delle tensioni** (Prof. Atzori), metodo usato generalmente per le applicazioni di ingegneria meccanica.

Il Metodo delle Tensioni di Picco con fattori di intensificazione delle tensioni si basa sui seguenti punti:

1. Conoscendo il tipo di materiale che si sta usando e la geometria del pezzo, si è in grado di risalire sia alla tensione di rottura σ_R che alla tensione di snervamento σ_s (rilevabili anche da una semplice prova statica).

Noti questi valori si può calcolare la resistenza a fatica del materiale base $\sigma_{a\infty}$ (anche detta limite di vita a fatica infinita) per un numero $N = 2 \cdot 10^6$ di cicli, $R = -1$ e probabilità di sopravvivenza del 50%.

$$\sigma_{a\infty} = (0.35 \div 0.6) \cdot \sigma_R$$

In questo progetto si è adottato un coefficiente pari a 0,5 non avendo delle conoscenze approfondite sul materiale.

2. Per potersi avvicinare maggiormente alla realtà si è dovuto tener conto della presenza dei fattori interni: le dimensioni del pezzo, la finitura superficiale e l'**effetto di forma**. Pertanto si deve modificare la tensione del materiale base $\sigma_{a\infty}$ tenendo conto dei fattori appena citati, attraverso dei coefficienti. Ottenendo così la tensione resistente effettiva:

$$\sigma_{a\infty}^* = \frac{\sigma_{a\infty}}{K_d K_f K_l}$$

dove:

$K_d = 1 \div 1,5$ **Effetto dimensione**, più grande è il pezzo più alta è la possibilità di trovare micro difetti/cricche nel materiale (nel caso in esame si è scelto il coefficiente in funzione dello spessore della piastra che equivale al diametro del provino segnato in figura (vedi **Fig.5.5**);

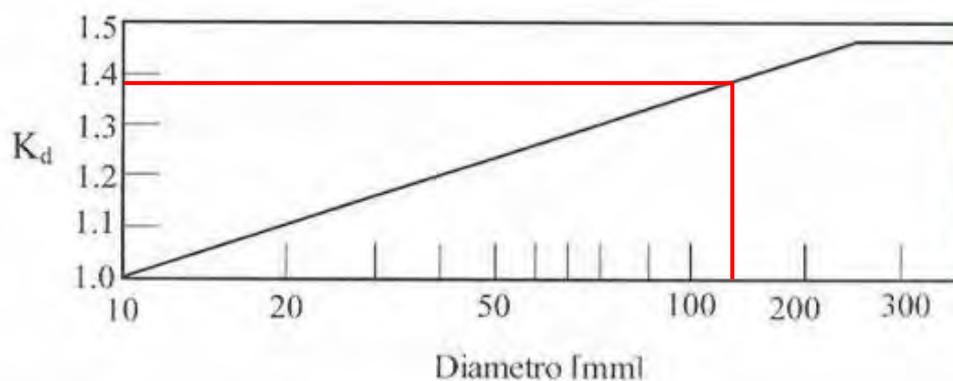


Fig.5.5, Diagramma (Diametro, K_d) da UNI 7670.

$K_l = 1 \div 3$ **Effetto della finitura superficiale**, essendo la fatica un fenomeno locale risente della finitura superficiale: tanto peggiore è la finitura tanto più facile sarà l'instaurarsi di un processo di rottura; più bassa è la rugosità superficiale, migliore è la resistenza a fatica (R_a , **indice di rugosità**) (nel caso in esame si è considerata la lavorazione più grezza a favore di sicurezza, ovvero la fusione in sabbia o forgiatura (vedi **Fig.5.6**);

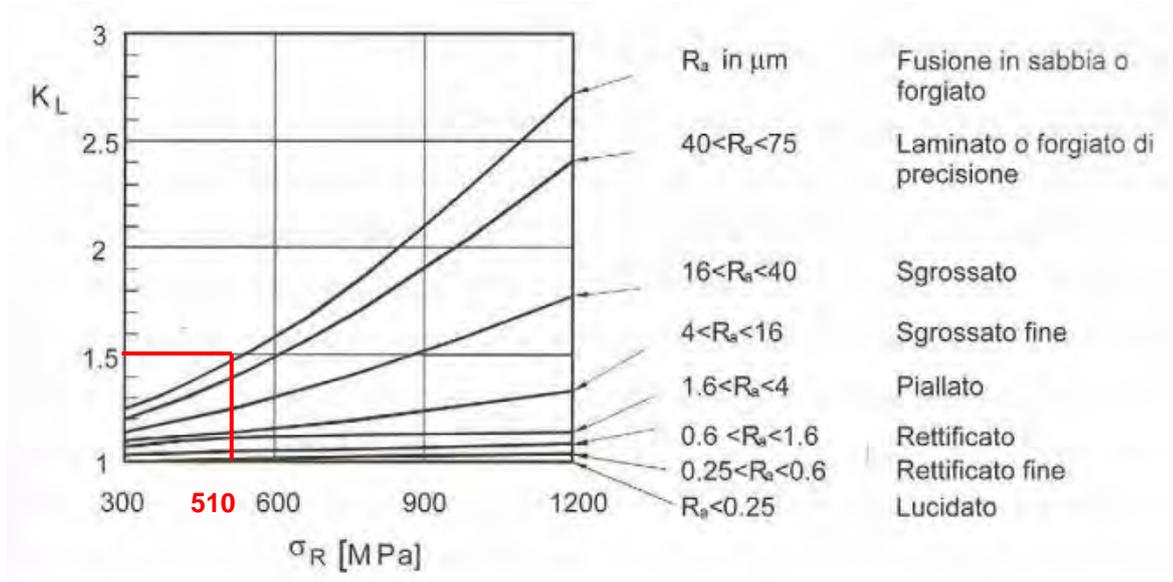


Fig.5.6, Diagramma (σ_R, K_L) da UNI 7670.

K_f **Effetto di forma**, brusche variazioni di dimensioni con conseguente concentrazione di tensione, riducono la resistenza a fatica e anche la resistenza statica, di questo tiene conto il coefficiente K_f che abbassa il limite $\sigma_{a\infty}$; solitamente il valore di K_f si ricava dalla seguente formulazione:

$$\begin{cases} K_f - 1 = q (K_t - 1) \\ q = \frac{1}{1 + \frac{a}{\rho}} \end{cases}$$

dove K_t è fornito in letteratura da Peterson's e q aumenta al crescere: della tensione applicata, del raggio di curvatura dell'intaglio (ρ), delle dimensioni del pezzo e della finezza della grana cristallina.

(Il caso in esame non rientra tra i casi noti studiati da Peterson, quindi vista l'impossibilità di calcolare K_f dalla letteratura, si è ricavato tale coefficiente utilizzando il modello agli elementi finiti già costruito in precedenza; si è caricata la piastra anziché con il carico dell'attuatore con un carico unitario pari a -1 MPa e si è letta la tensione di picco sull'elemento, tale valore si è assunto come K_f).

- Poi si sono introdotti i fattori esterni, uno dei quali è K_v che si può affiancare ai fattori interni nella formula scritta in precedenza:

$$\sigma_{a\infty}^* = \frac{\sigma_{a\infty}}{K_d K_f K_l K_v}$$

$K_v = 0,8 \div 1,1$ **Effetto del tipo di carico applicato**, maggiore è l'area che è investita dalle tensioni e maggiore è la probabilità di incontrare difetti, i casi

tipici sono: la flessione piana, la flessione rotante e la trazione assiale; come si può vedere in **Fig.5.7**:

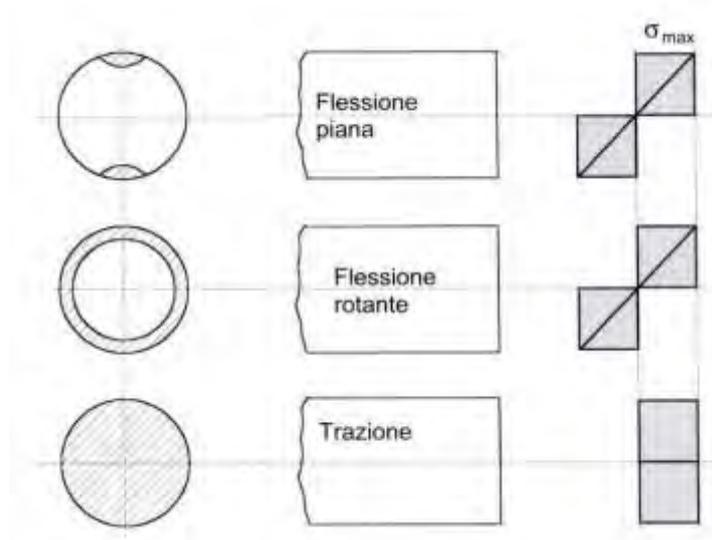


Fig.5.7, Tipologie di Sollecitazione del provino in laboratorio.

La piastra in esame è inflessa sul piano per cui si dovrebbe usare un coefficiente $K_v = 0,8$ ma **essendo inferiore all'1 sarebbe a sfavore di sicurezza**, perciò è a favore di sicurezza non considerare tale parametro.

Un altro fattore esterno è la **tensione media non nulla** σ_m , si deve tener conto di questo parametro poiché il diagramma di Wöhler è riferito a cicli con tensione media nulla. Inoltre si è osservato sperimentalmente che la resistenza a fatica del materiale non dipende solamente da σ_a , ma anche da σ_m che si può definire come una modalità di variazione del carico in generale. **L'effetto delle varie modalità di applicazione si può sintetizzare tramite il diagramma di Haigh che correla σ_a con σ_m** . Una volta nota la tensione media σ_m si ottiene una nuova tensione resistente $\sigma_{a\infty, \sigma_m=cost}^*$:

$$\sigma_{a\infty, \sigma_m=cost}^* = \sigma_{a\infty}^* \cdot \left(1 - \frac{\sigma_m}{\sigma_R}\right)$$

Nel caso in esame non si è considerata la tensione media σ_m per due motivi: il primo è perché la struttura è soggetta ad un carico ciclico alternato simmetrico ($\sigma_m = 0$), il secondo è dovuto al fatto che σ_m nel modello FEM è di 3 ordini di grandezza inferiore alla tensione resistente ($\sigma_m \cong 0,6 \text{ MPa}$ sul punto maggiormente sollecitato, ovvero nel punto in cui la piastra di riscontro varia da uno spessore di 140mm allo spessore di 230mm sotto **l'attuatore**) per cui è trascurabile.

4. Infine si determina il coefficiente di sicurezza γ_m come rapporto tra la tensione resistente ($\sigma_{a\infty}$), ridotta con gli opportuni coefficienti interni ed esterni, e la tensione sollecitante (σ_{sd}).

$$\gamma_m = \frac{\sigma_{a\infty, \sigma_m = cost}^*}{\sigma_{sd}} = \frac{\sigma_{a\infty}^*}{\sigma_{sd}}$$

Dove σ_{sd} è pari al valore dell'ampiezza di tensione sollecitante che realmente agisce sull'elemento, tale valore va considerato non come $\Delta\sigma$ ma pari alla tensione massima cioè quella di picco che si legge direttamente dal modello FEM.

Il coefficiente γ_m , non rappresenta un coefficiente di sicurezza nel modo consueto in cui solitamente si considera un coefficiente di sicurezza in ingegneria civile (i.e. un'incertezza nella valutazione dei carichi o la presenza di difetti), esso rappresenta il rapporto tra la tensione resistente e quella sollecitante, ciò significa che qualora γ_m sia maggiore o uguale a 1 il pezzo resiste a vita infinita (cioè $2 \cdot 10^6$ cicli). Ponendosi nel diagramma di Wöhler si nota che il limite di vita a fatica infinita $\sigma_{a\infty}$ a $2 \cdot 10^6$ cicli rappresenta un **asintoto, tale valore costituisce dunque l'intensità massima di sollecitazione** unitaria al di sotto del quale il materiale non cede neanche dopo un numero molto elevato di cicli (le prove vengono condotte fino a 10^7 cicli).

Di seguito si riportano delle tabelle in cui di volta in volta si sono calcolati: le tensioni e i parametri interni che influenzano la resistenza a fatica. Per compiere tali analisi si è scelto di non considerare il modello di tutta la struttura ma di ricreare un altro modello con la sola piastra di contrasto e gli irrigidimenti, in modo da poter infittire la mesh nei punti critici senza avere un carico computazionale troppo oneroso. La **piastra e l'irrigidimento si sono pensati incastrati al resto della struttura poiché dal modello completo non ricevevano tensioni rilevanti** (giacché la struttura è stata pensata e progettata per essere più rigida possibile); per sicurezza si è verificato il modello sostituendo agli incastri sia dei vincoli cedevoli sia le tensioni ricavate dal modello completo. Seguono dunque le tabelle in cui si è svolta la verifica a fatica con diversi gradi di infittimento della mesh:

Tensioni sulla piastra (piano -z)	
σ_R	510 MPa
σ_S	355 MPa
$\sigma_{a\infty}$	255 MPa

mesh non infittita	
$\sigma_{sd,max}$	22,11 MPa
$\sigma_{a\ oo}^*$	25,97 MPa
k_d	1,39
k_l	1,5
k_f	4,71
σ_m	0,6 MPa
$\sigma_{a\ oo, \sigma_m=const}^*$	25,94 MPa
verifica:	ok
γ_m	1,17

In questa prima tabella si è fatta una prova, cioè si è considerata anche la tensione media non nulla (i.e. tensione statica σ_m) della piastra e si è potuto constatare che la tensione resistente risultante è inferiore al valore della stessa calcolata senza conteggiare σ_m quindi a favore di sicurezza le seguenti verifiche si sono compiute trascurando σ_m .

mesh infittita 1	
$\sigma_{sd,max}$	23,09 MPa
$\sigma_{a\ oo}^*$	24,89 MPa
k_d	1,39
k_l	1,50
k_f	4,91
verifica:	ok
γ_m	1,08

mesh infittita 2	
$\sigma_{sd,max}$	23,35 MPa
$\sigma_{a\ oo}^*$	- MPa
k_d	1,39
k_l	1,50
k_f	-
verifica:	-
γ_m	-

mesh infittita 3	
$\sigma_{sd,max}$	23,403 MPa
$\sigma_{a\ oo}^*$	24,56 MPa
k_d	1,39
k_l	1,50
k_f	4,98
verifica:	ok
γ_m	1,05

Le tensioni lungo lo spessore della piastra variano, per cui si è tenuto conto solo di quelle sul piano inferiore (-z) ovvero delle tensioni di trazione massime (la rottura avviene proprio in corrispondenza della zona tesa e non di quella compressa).

Si precisa che la variazione di spessore della piastra di riscontro (da 140mm a 230mm sotto l'attuatore) causa una concentrazione di tensione lungo l'asse di

simmetria longitudinale. Infittendo passo-passo la mesh il valore della tensione aumenta e tende a convergere, **quindi l'ultima verifica è quella che più si avvicina ai dati reali. E' da notare anche che mentre tutti i coefficienti K rimangono costanti, il coefficiente K_f varia all'infittirsi della mesh (questo era ovvio visto che viene ricavato dal modello, quindi segue le stesse regole della tensione di picco).**

Concludendo si osserva che la verifica a fatica risulta sempre soddisfatta, anche se con un piccolo margine.

SECONDA PROPOSTA PROGETTUALE

Si è proposta una seconda soluzione costruttiva, ponendo una **piastra di passaggio** (spessore **40mm**) tra la piastra di riscontro e l'**attuatore**; in questo modo si è ridotta la tensione di picco in corrispondenza alla brusca variazione di sezione, formando una sorta di scaletta, che gradualmente accompagna il passaggio di spessore da **140mm** a **230mm** passando nell'intermezzo per uno spessore totale di **180mm** (con la piastra da **40mm**). La piastra di passaggio è stata pensata circolare, solo che a causa degli irrigidimenti della piastra principale, la sua sezione in pianta non è perfettamente circolare (vedi **Fig.5.8**), tridimensionalmente è un tronco di cono di altezza pari a **40mm** (vedi **Fig.5.9**).

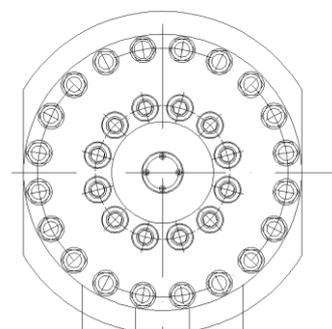


Fig.5.8, Vista in pianta della sommità dell'attuatore e della piastra di passaggio.

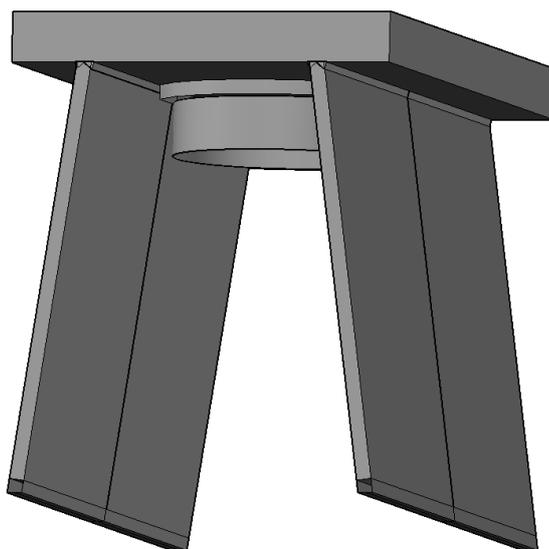


Fig.5.9, Particolare 3D del camino con: la piastra di riscontro (sp140), la piastra di passaggio (sp40) e la piastra sotto l'attuatore (sp90).

Si sono costruiti dei nuovi modelli con vari gradi di infittimento della mesh e si sono svolte le rispettive verifiche a fatica con il metodo precedentemente descritto. Come si può vedere dalle tabelle che seguono, si sono rilevate le tensioni di trazione nei due punti più critici, ovvero dove variano gli spessori delle piastre, e si è svolta la verifica con la tensione di trazione massima (prendendo sempre come riferimento il piano (-z) della piastra in cui si verificano le tensioni di trazioni).

Tensioni sulla piastra (piano -z)	
σ_R	510 MPa
σ_S	355 MPa
$\sigma_{a\infty}$	255 MPa
mesh non infittita	
$\sigma_{sd,max}$	13,32 MPa
$\sigma_{sd,max}$	15,43 MPa
$\sigma_{a\infty}^*$	37,04
k_d	1,39
k_l	1,50
k_f	3,30
verifica:	ok
γ_m	2,40
mesh infittita 1	
$\sigma_{sd,max}$	13,904 MPa
$\sigma_{sd,max}$	15,427 MPa
$\sigma_{a\infty}^*$	-
k_d	1,39
k_l	1,50
k_f	-
verifica:	-
γ_m	-
mesh infittita 3	
$\sigma_{sd,max}$	14,49 MPa
$\sigma_{sd,max}$	15,501 MPa
$\sigma_{a\infty}^*$	36,88
k_d	1,39
k_l	1,50
k_f	3,316
verifica:	ok
γ_m	2,38
mesh infittita 4	
$\sigma_{sd,max}$	14,107 MPa
$\sigma_{sd,max}$	15,58 MPa
$\sigma_{a\infty}^*$	36,73
k_d	1,39
k_l	1,50
k_f	3,33
verifica:	ok
γ_m	2,36

Come si può osservare dalle tabelle, la tensione sollecitante aumenta all'aumentare dell'infittimento della mesh e tende a convergere ad un valore prossimo a 15,58 MPa. Si è continuato ad infittire la mesh (cambiando i set up del programma che limitavano la dimensione dei plate a 10^{-6}) finché il valore della tensione di picco non tendeva a convergenza, ci si è bloccati con una precisione della seconda cifra decimale.

5.3.2. Verifica costola di irrigidimento

Le verifiche sulla costola di irrigidimento riguardano il camino nel suo insieme poiché non sono scindibili lo studio della piastra con lo studio della costola. La zona critica di questo insieme è il punto di giunzione su cui è prevista una saldatura a completa penetrazione. Le verifiche su tale punto si sono svolte con il modello FEM globale, cioè quello nel quale è modellato un quarto del portale. Non è stato necessario modellare il particolare e le saldature, però si sono dovute prendere delle **accortezze: l'estrapolazione si è dovuta riferire al punto di intersezione dei piatti saldati**, al fine di non sottostimare la tensione a causa del mancato contributo di rigidità del cordone. Comunque le verifiche a fatica sia con le tensioni nominali sia **con il metodo dell'hot spot non sono state falsate**. Com'è noto dalla teoria, in corrispondenza di uno spigolo vivo (es. gli intagli acuti) si raggiungono tensioni che tendono a infinito, quindi non modellando la saldatura si è andati a favore di sicurezza, poiché la variazione di sezione e la variazione di rigidità sarebbero state meno brusche con la presenza della saldatura modellata e avrebbero reso più graduale il gradiente delle tensioni.

5.3.2.1. Verifica con le Tensioni Nominali

La verifica a fatica del camino, insieme di piastra e costola di irrigidimento, viene svolta con le tensioni nominali nelle due direzioni principali sul piano x-y e sul piano della costola (piano z). Poiché si è visto dal contouring delle tensioni che si prospettano due situazioni di carico:

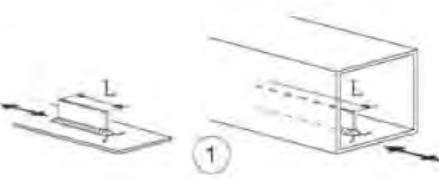
1. considerando la piastra come elemento principale soggetto a trazione (direzione principale y);
2. considerando la costola come elemento principale soggetto a compressione (direzione principale z).

Appare interessante notare come le tensioni composte di Von Mises risultino assai diverse dalle tensioni principali σ_x , σ_y , σ_z infatti il calcolo della vita a fatica è stato svolto nelle due direzioni principali y e z.

CASO 1)

Considerando la piastra di riscontro come elemento principale sollecitato a trazione sul piano x-y e la costola di irrigidimento saldata per una lunghezza di 540mm, il **dettaglio dell'NTC 2008 che meglio rappresenta tale situazione è il FAT56** dettaglio costruttivo (1-d), in cui **l'irrigidimento longitudinale è saldato per una lunghezza superiore a 100mm**. Tale dettaglio può essere utilizzato solo nel caso in cui lo **spessore dell'attacco** sia inferiore allo spessore la piastra di base.

Tabella 5.2, tratta da Circolare esplicativa NTC 2008.

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
80 (a) 71 (b) 63 (c) 56 (d)		<p>Attacchi saldati longitudinali</p> <p>1) La classe del dettaglio dipende dalla lunghezza dell'attacco</p> <p>(a) $L \leq 50$ mm (b) $50 < L \leq 80$ mm (c) $80 < L \leq 100$ mm (d) $L > 100$ mm</p>	Spessore dell'attacco minore della sua altezza. In caso contrario vedi dettagli 5 e 6

La verifica a fatica della saldatura tra la piastra di riscontro e la costola di irrigidimento, considerando in trazione la piastra, è la seguente:

Verifica a fatica della saldatura piastra-costola (1-d)	
$\Delta\sigma_{sd}$	3,60 MPa
$\Delta\sigma_c$	56 MPa
$\Delta\sigma_D$	41 MPa
γ_{Mf} (1,15-1,35)	1,35
verifica :	ok
coeff. di sicurezza :	11

La verifica a fatica eseguita con il particolare proposto da normativa NTC 2008 è largamente soddisfatta.

CASO 2)

Considerando la costola di irrigidimento come elemento principale sollecitato a compressione sul suo piano (che è all'incirca equivalente con il piano z-y) e la piastra di riscontro come elemento ad essa saldato per una lunghezza di 540mm, il dettaglio dell'NTC 2008 che meglio rappresenta tale situazione è il FAT50 dettaglio costruttivo (1-e), in cui è il fazzoletto di irrigidimento ad essere sollecitato ed ha uno spessore $t > 30 \text{ mm}$, mentre lo spessore della piastra è $120 \text{ mm} < l \leq 200 \text{ mm}$. Nel calcolo di $\Delta\sigma$ si deve far riferimento al valore di picco delle tensioni, opportunamente coefficientato con il fattore di concentrazione degli sforzi K_F .

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
80 (a) 71 (b) 63 (c) 56 (d) 50 (e) 45 (f) 40 (g)		<p>Giunti a croce o a T</p> <p>1) Lesioni al piede della saldatura in giunti a piena penetrazione o a parziale penetrazione</p> <p>2) Lesione al piede della saldatura a partire dal bordo del piatto caricato, in presenza di picchi locali di tensione e nelle parti terminali della saldatura dovuti alla deformabilità del pannello</p> <p>(a) $l \leq 50 \text{ mm}$ e t qualsiasi</p> <p>(b) $50 < l \leq 80 \text{ mm}$ e t qualsiasi</p> <p>(c) $80 < l \leq 100 \text{ mm}$ e t qualsiasi</p> <p>(d) $100 < l \leq 120 \text{ mm}$ e t qualsiasi</p> <p>(d) $l > 120 \text{ mm}$ e $t \leq 20 \text{ mm}$</p> <p>(e) $120 < l \leq 200 \text{ mm}$ e $t > 20 \text{ mm}$</p> <p>(e) $l > 200 \text{ mm}$ e $20 < t \leq 30 \text{ mm}$</p> <p>(f) $200 < l \leq 300 \text{ mm}$ e $t > 30 \text{ mm}$</p> <p>(f) $l > 300 \text{ mm}$ e $30 < t \leq 50 \text{ mm}$</p> <p>(g) $l > 300 \text{ mm}$ e $t > 50 \text{ mm}$</p>	<p>1) Il giunto deve essere controllato: le discontinuità e i disallineamenti devono essere conformi alle tolleranze della EN1090.</p> <p>2) Nel calcolo di $\Delta\sigma$ si deve far riferimento al valore di picco delle tensioni, mediante un opportuno fattore di concentrazione degli sforzi k</p> <p>1) e 2) Il disallineamento dei piatti caricati non deve superare il 15% dello spessore della piastra intermedia</p>
36*		<p>Giunti a croce o a T</p> <p>3) Lesione alla radice della saldatura in giunti a T a cordoni d'angolo, a parziale penetrazione e a parziale penetrazione equivalente alla piena penetrazione</p>	<p>Nelle saldature a parziale penetrazione sono richieste due verifiche: la prima riguardo alle lesioni alla radice della saldatura deve essere riferita alla classe 36* per $\Delta\sigma$ e alla classe 80 per $\Delta\tau$, la seconda riguardo alle lesioni al piede della saldatura nel piatto caricato deve essere riferita</p>

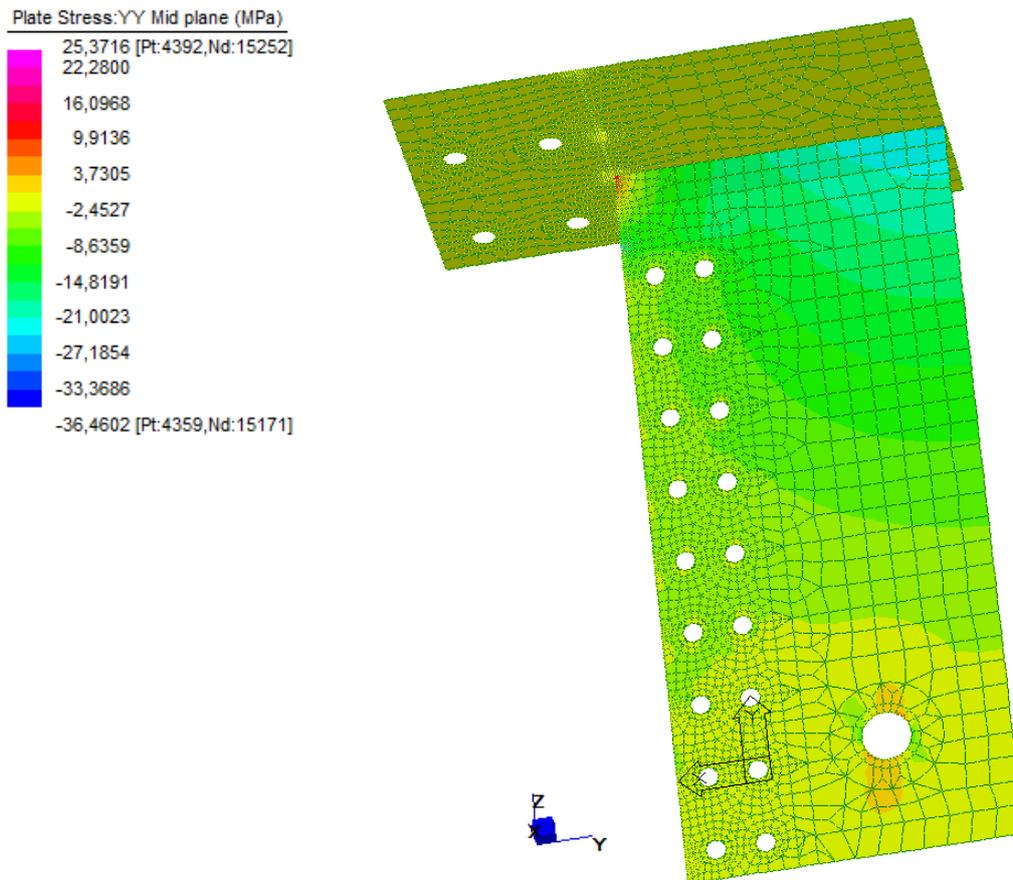


Fig.5.10, Tensioni (σ) di picco ricavate sul piano della costola (UCS).

Per compiere la verifica a fatica come indicato dall'NTC 2008 si deve utilizzare una specie di tensione di picco che si ottiene a partire dalla tensioni nominale moltiplicandola per un opportuno coefficiente degli sforzi K_f .

$$\Delta\sigma_{sd} = \Delta\sigma_{picco, el} = \Delta\sigma_{nom} \cdot K_f < \Delta\sigma_D = \Delta\sigma_C \cdot 0,737$$

dove:

$\sigma_{picco, el}$ è la tensione di picco in campo elastico, senza considerare se il materiale plasticizza o meno;

σ_{nom} è il valore nominale della tensione, facendo riferimento alla sezione netta o alla sezione lorda;

K_f è il coefficiente teorico di concentrazione delle tensioni, si può risalire ad esso dalla letteratura (vedi raccolte di R. E. Peterson) o con metodi sperimentali o numerici (elementi finiti), nel caso in esame si utilizza il metodo numerico come già visto nel **cap.5.3.1**.

Si utilizza lo stesso modello usato per ricavare la tensione di picco solo che anziché mettere il carico dell'attuatore, si sollecita la piastra con un carico unitario pari a -1 MPa e si valuta, sulla zona di picco, il coefficiente corrispondente (vedi **Fig.5.11**).

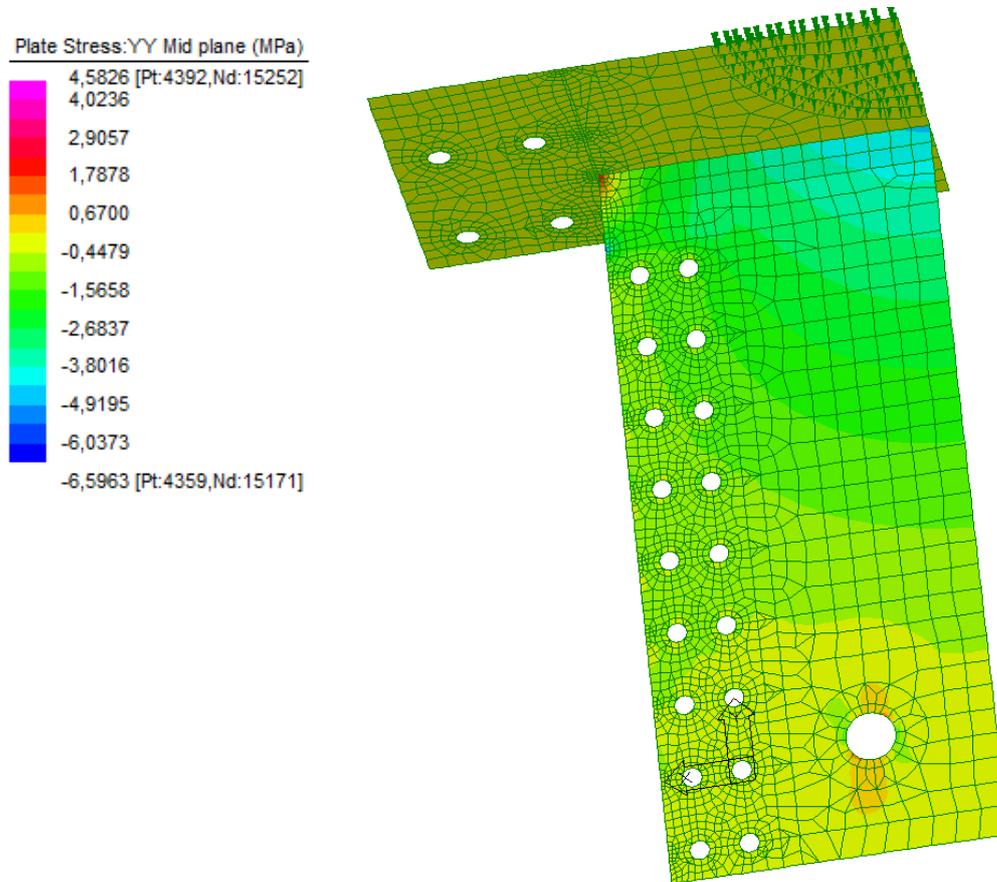


Fig.5.11, Piastra caricata con una pressione di -1MPa . Si ricava K_f nella zona di picco.

Si riporta nella seguente tabella la verifica a fatica della saldatura tra piastra e costola con la costola in compressione:

Verifica a fatica della saldatura costola-piastra (1-e)	
$\Delta\sigma_{sd}$	159,03 MPa
$\Delta\sigma_{nom}$	35 MPa
K_f	5
$\Delta\sigma_c$	50 MPa
$\Delta\sigma_D$	37
γ_{Mf} (1,15-1,35)	1
verifica :	no
coeff. di sicurezza :	0,232

Si riporta inoltre la verifica a fatica della saldatura valutata con il Metodo delle Tensioni di picco con fattori di intensificazione delle tensioni (Atzori):

Verifica a fatica della costola di irrigidimento (Atzori)	
$\sigma_{sd,max}$	25,37 MPa
σ_R	510 MPa
σ_S	355 MPa
$\sigma_{a,00}$	255
$\sigma_{a,00}^*$	30,93 MPa
$k_d(t)$	1,20
k_l	1,50
k_f	4,58
verifica:	ok
γ_m	1,22

La verifica a fatica, condotta con il metodo delle tensioni di picco con i fattori di intensificazione delle tensioni, evidenzia il fatto che la costola è dimensionata in modo ottimo, poiché viene sfruttata completamente la resistenza del materiale senza incorrere nel pericolo di rottura fragile, quindi la costola non è né sovradimensionata né sottodimensionata poiché il coefficiente γ_M è prossimo a 1. Questo mette in luce quanto la verifica basata sulle tensioni nominali sia eccessivamente a favore di sicurezza, perciò si è dovuto ricorrere a questa seconda modalità di analisi per **arrivare a dire che l'elemento** è verificato e ben dimensionato.

5.3.2.2. Verifica con le Tensioni di Hot Spot

Verifica a fatica del camino condotta con le tensioni di Hot Spot, seguendo le indicazioni della normativa IIW-1828-07 di Hobbacher 2008 (vedi cap. §3.3). Per valutare la resistenza a fatica di un dettaglio, nuovamente si fa riferimento alle curve S-N. Il valore di progetto della tensione di Hot Spot deve seguire la limitazione riportata qui sotto:

$$\Delta\sigma_{hs} < 2 \cdot f_y$$

La resistenza a fatica di giunti saldati è limitata dalla resistenza a fatica del materiale di base con il quale essa è composta.

Se si utilizzano i dettagli di riferimento della resistenza a fatica si procede nel seguente modo:

- si individua il dettaglio che più è simile al dettaglio in esame, in base alla geometria e alla tipologia di carico, in questo modo è nota la resistenza a fatica (es. FAT100= FAT_{ref} , ha una resistenza di 100MPa);
- in base alle scelte fatte durante la costruzione del modello FEM (tipo di mesh e scelta degli elementi) usare la corretta tipologia di Hot Spot a) o b);
- si determina la tensione di hot spot di calcolo (σ_{hs});
- e si controlla, come accadeva per la verifica con le tensioni nominali, che :

$$\Delta\sigma_{hs} < \Delta\sigma_c \cdot 0.737/\gamma_{Mf}$$

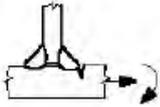
Per maggiori chiarimenti vedi **cap.3.2.1.1**

Come già detto prima si è analizzata la struttura camino nelle due direzioni principali:

- 1) considerando la piastra come elemento principale soggetto a trazione (sul piano x-y);
- 2) considerando la costola come elemento principale soggetto a compressione (sul piano y-z).

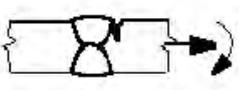
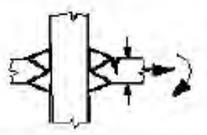
Si riporta di seguito il particolare del dettaglio da utilizzare nel caso 1).

Tabella 5.3, Estratto preso da tab.3.3-1 del IIW-1823-07.

No	Structural detail	Description	Requirements	FAT Steel	FAT Alu.
3		Non load-carrying fillet welds	Transverse non-load carrying attachment, not thicker than main plate, as welded	100	40

Come si legge nei requisiti, questo particolare può essere adottato solo nel caso in cui l'irrigidimento, collegato alla piastra, non ha spessore superiore alla piastra. Questa limitazione ci impedisce di utilizzare lo stesso particolare nella verifica del caso 2), in cui si metterebbe in primo piano l'irrigidimento e in secondo piano la piastra. Per cui per il secondo caso si è deciso di utilizzare il particolare (2) FAT100. Si riporta di seguito il particolare del dettaglio da utilizzare nel caso 2).

Tabella 5.4, Estratto preso da tab.3.3-1 del IIW-1823-07.

No	Structural detail	Description	Requirements	FAT Steel	FAT Alu.
1		Butt joint	As welded, NDT	100	40
2		Cruciform or T-joint with full penetration K-butt welds	K-butt welds, no lamellar tearing	100	40

Finita la parte introduttiva teorica che descrive il procedimento che è stato seguito per le verifiche a fatica, si passa ora al modello e all'*Estrapolazione delle Tensioni Superficiali* (LSE).

CASO 1)

L'estrapolazione delle tensioni superficiali

(LSE) è stata condotta sulla linea longitudinale della piastra in quanto la geometria del provino è tale per cui il punto di massima tensione σ_y , ortogonale al cordone di saldatura, si trova al piede della costola di irrigidimento, in corrispondenza del punto più estremo di esso. Non a caso tale posizione rappresenta il punto in cui è prevista (anche dalle normative) la formazione della

cricca da fatica per il dettaglio in considerazione. Il particolare riportato bene rappresenta la situazione di studio con la sola differenza che è capovolta la vista, cioè **la piastra in trazione risulta a nord e sotto è collegato l'irrigidimento.**

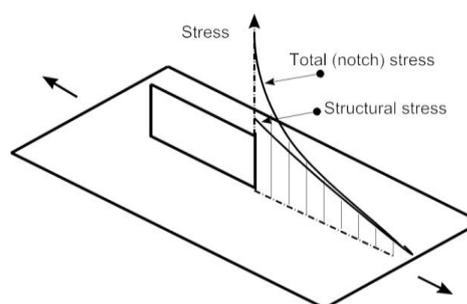


Fig.5.12, Direzione di estrapolazione delle tensioni verso il piede della saldatura (metodo LSE).

Al fine di presentare il calcolo delle tensioni di Hot Spot e quindi la vita a fatica, si riportano nel seguito i risultati ottenuti con riferimento al dettaglio avente piastra di spessore 140mm e il fazzoletto saldato (costola di irrigidimento) ha spessore 40mm ed è saldato alla piastra per una lunghezza pari a 540mm.

Il metodo LSE fornisce un valore di tensione che non risente eccessivamente della mancata rappresentazione della saldatura e anzi permette di stimare più correttamente la vita a fatica proprio perché va ad interpolare le tensioni σ_y in una zona sufficientemente distante dal piede della saldatura (0,4t e 1,0t).

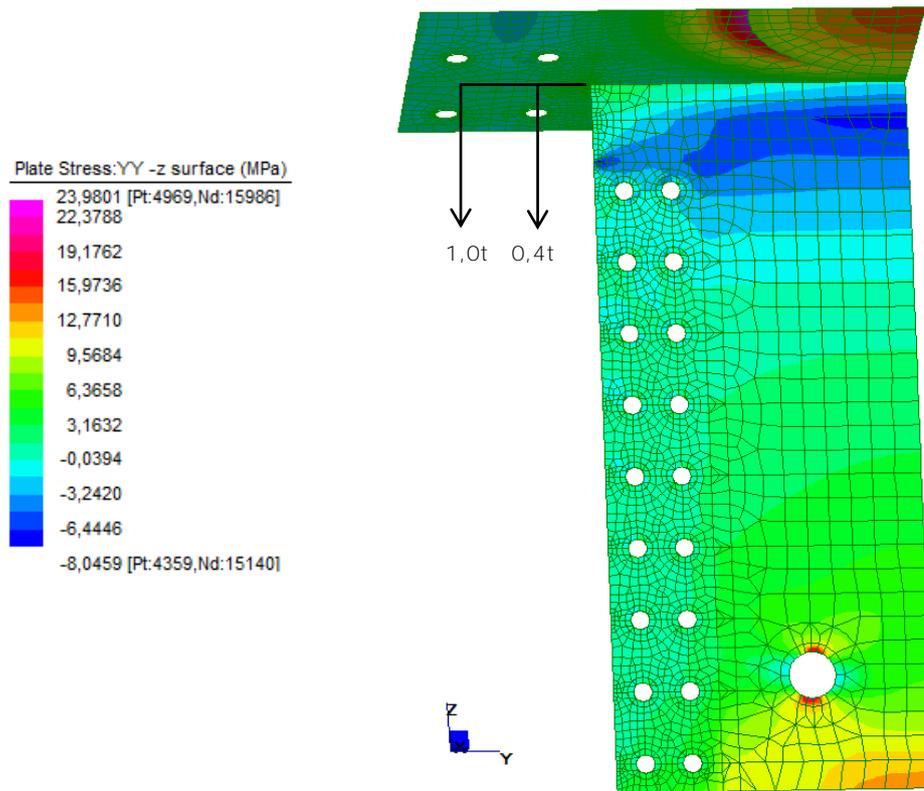


Fig.5.13, un quarto del camino, estratto in combinazione (pretensione+P.P.-1500kN).

Si riporta qui sotto un ingrandimento della zona indagata con l'Hot Spot, attorno allo spigolo dell'irrigidimento per meglio vedere l'andamento delle tensioni σ_y sulla piastra.

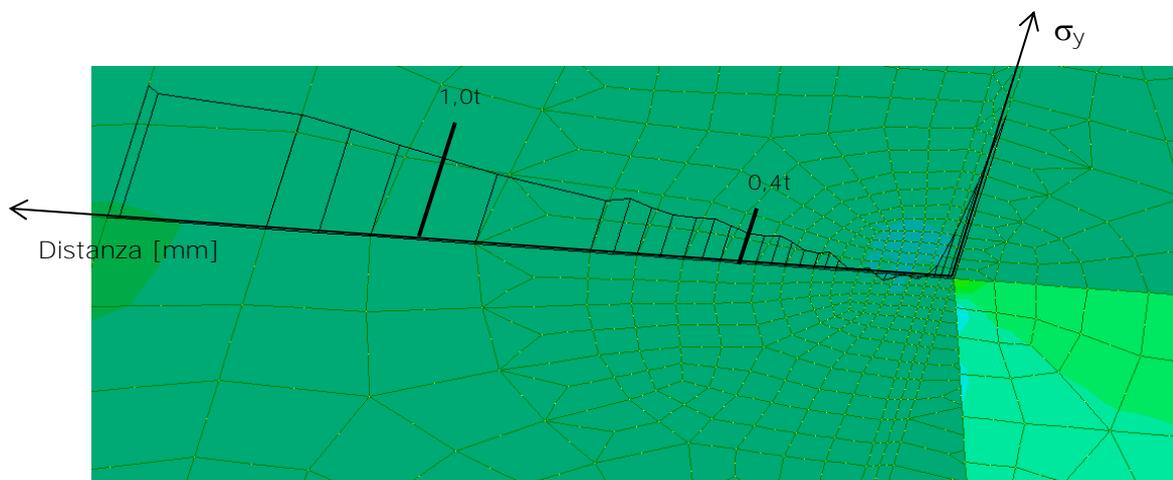


Fig.5.14,Andamento delle tensioni σ_y nella zona di interesse.

L'andamento delle tensioni in direzione y (vedi **Fig.5.14**) non è esattamente quello che ci si aspettava in base agli esempi visti dalla teoria, infatti con molta probabilità questa verifica non sarà significativa ai fini della fatica. Mentre sarà più significativo il secondo caso in analisi, ovvero quello che considera la costola come piastra principale e analizza le sollecitazioni σ_z .

	-z		+z	
	σ_x [MPa]	σ_y [MPa]	σ_x [MPa]	σ_y [MPa]
$\sigma_{0,4t}$	-2,404	0,541	-4,561	-0,088
	-2,444	0,531	-4,603	-0,096
	-2,424	0,536	-4,582	-0,092
σ_t	-1,708	1,577	-7,185	-0,486
	-1,852	1,536	-7,325	-0,527
	-1,780	1,557	-7,255	-0,506

Si sono estrapolate le tensioni, come si vede dalla tabella soprastante, a distanza **0.4t e 1.0t dall'estremità inferiore dell'irrigidimento** e in direzione ortogonale al cordone di saldatura. Nel caso di studio si studiano quindi solo le tensioni in direzione y che in tabella risultano mediate, poiché nello stesso nodo convergono più plate per cui si fa una media aritmetica per estrapolare il valore finale da considerare. Inoltre si deve notare che si sono prese le tensioni non sul paino medio ma sulla superficie del plate. Tra i valori della faccia a $-z$ o $+z$ si sono tenuti quelli con valore massimo che nello specifico sono quelli a $-z$.

Poiché il caso rientra nell'Hot Spot di **tipo a)** l'espressione che ricava la tensione di Hot Spot è la seguente:

$$\sigma_{hs} = 1,67 \cdot \sigma_{0,4t} - 0,67 \cdot \sigma_{1,0t}$$

$$\sigma_{hs} = 1,67 \cdot 0,54 - 0,67 \cdot 1,557 = 0,148 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{hs} = 2 \cdot \sigma_{hs} = 2 \cdot 0,148 = 0,30 \text{ MPa}$$

Riportiamo di seguito la tabella che riassume la verifica a fatica della piastra con la costola saldata, considerando la piastra in trazione.

Verifica a fatica (Hot Spot) (3)	
$\Delta\sigma_{hs}$	0,30 MPa
$\Delta\sigma_C$	100 MPa
$\Delta\sigma_D$	73,7 MPa
γ_{Mf} (1,15-1,35)	1,35
verifica:	ok
coeff. di sicurezza:	249

La verifica a fatica della piastra con gli Hot Spot è largamente soddisfatta a causa del fatto che la piastra nonostante sia sollecitata a trazione **non risente dell'irrigidimento** della costola, infatti come si può vedere nelle immagini precedenti il contouring delle tensioni non varia attorno allo spigolo della costola.

CASO 2)

L'extrapolazione delle tensioni superficiali a 0.4t e 1.0t, è stata condotta lungo il bordo dell'irrigidimento, poiché il punto di massima tensione (σ_z , se ci si riferisce al sistema di riferimento globale o σ_y , se ci si riferisce al sistema di riferimento solidale alla costola), ortogonale al cordone di saldatura, si trova al piede della costola di irrigidimento, in corrispondenza del punto più estremo di esso.

Al fine di presentare il calcolo delle tensioni di Hot Spot e quindi la vita a fatica, si riportano nel seguito i risultati ottenuti con la piastra principale, la costola di irrigidimento di spessore 40mm e ad essa saldata la piastra di contrasto di spessore 140mm.

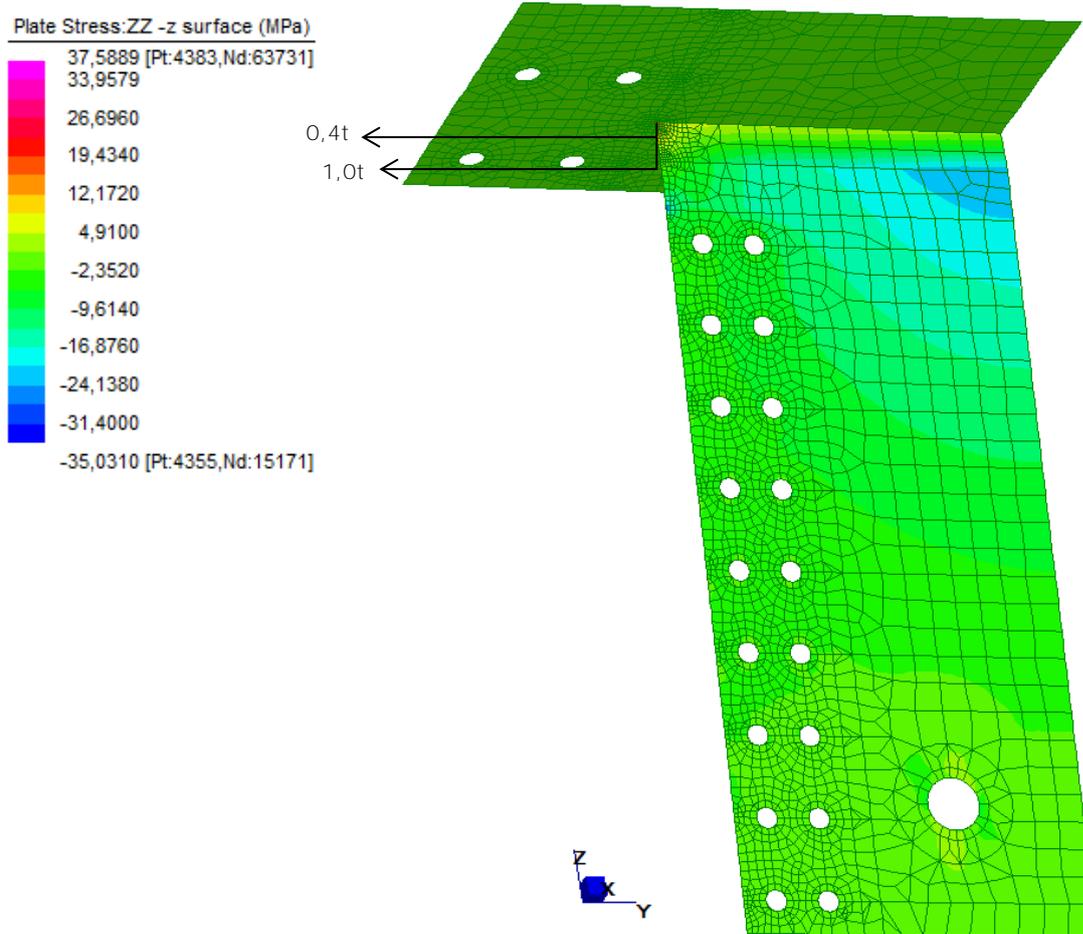


Fig.5.15, un quarto del camino in combinazione (pretensione+PP-1500kN) e nel sistema di riferimento globale XYZ.

Si riporta qui sotto un ingrandimento dello spigolo dell'irrigidimento per meglio vedere l'andamento delle tensioni σ_z sul bordo della costola di irrigidimento.

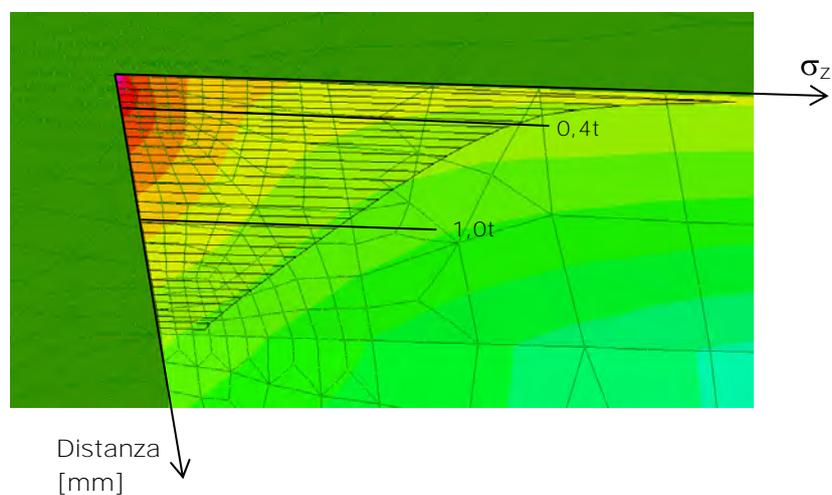


Fig.5.16, Andamento delle tensioni σ_z nella zona di interesse.

	-z		+z	
	$\sigma_{y_}(UCS)$ [MPa]	σ_z [MPa]	$\sigma_{y_}(UCS)$ [MPa]	σ_z [MPa]
$\sigma_{0,4t}$	17,02	17,329	2,983	3,009
σ_t	8,92	9,242	-0,946	-0,821

Si sono estrapolate le tensioni, come si vede dalla tabella soprastante, a distanza **0.4t e 1.0t dall'estremità dell'irrigidimento e in direzione ortogonale al cordone di saldatura.** Nel caso di studio si sono prese in considerazione solo le tensioni in direzione z come si vede in tabella, poiché i punti di estrazione risultavano contenuti **nello spessore della piastra sovrastante, perciò non si è reso necessario l'utilizzo del sistema di riferimento solidale alla costola.** Inoltre è da notare che si sono prese le tensioni non sul paino medio ma sulla superficie dei plate. Tra i valori della faccia a -z o +z si sono tenuti quelli con valore massimo che nello specifico sono quelli a -z.

Poiché il caso rientra nell'Hot Spot di **tipo a)** l'espressione che ricava la tensione di Hot Spot è la seguente:

$$\sigma_{hs} = 1,67 \cdot \sigma_{0,4t} - 0,67 \cdot \sigma_{1,0t}$$

$$\sigma_{hs} = 1,67 \cdot 17,32 - 0,67 \cdot 9,24 = -22,75 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{hs} = 2 \cdot \sigma_{hs} = 2 \cdot 22,75 = 45,49 \text{ MPa}$$

Riportiamo di seguito la tabella che riassume la verifica a fatica della costola con la piastra saldata, considerando la costola in compressione come elemento principale.

Verifica a fatica (Hot Spot) (2)	
$\Delta\sigma_{hs}$	45,49 MPa
$\Delta\sigma_C$	100 MPa
$\Delta\sigma_D$	73,7 MPa
γ_{Mf} (1,15-1,35)	1,35
verifica:	ok
coeff. di sicurezza:	1,62

La verifica a fatica con gli Hot Spot è soddisfatta con un coefficiente di sicurezza adeguato e superiore al limite previsto da normativa pari a 1,35.

In conclusione nello studio del camino nelle direzioni di massima sollecitazione, si nota che il metodo delle tensioni nominali è molto più cautelativo del metodo delle tensioni di Hot Spot (troppo cautelativo a volte, perchè induce a una progettazione sovradimensionata), proprio perchè è approssimativo e non coglie la geometria reale del particolare, come invece si fa con l'hot spot mediante il modello FEM.

CONFRONTO TRA NORMATIVE:

Nel seguito vengono riportati i risultati in termini di vita a fatica basati sulle tensioni nominali e sulle tensioni di Hot Spot e si procede ad un confronto tra le normative EC3-NTC08 e IIW:

- in termini di approccio Hot Spot, il dettaglio in esame viene classificato come FAT100 Dettagli (2) da EC3 e IIW (indipendentemente dalla lunghezza dell'irrigidimento);

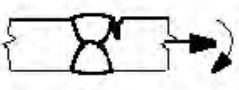
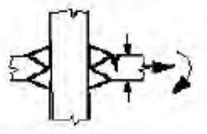
No	Structural detail	Description	Requirements	FAT Steel	FAT Alu.
1		Butt joint	As welded, NDT	100	40
2		Cruciform or T-joint with full penetration K-butt welds	K-butt welds, no lamellar tearing	100	40

Fig.5.17, Classificazione Hot Spot del camino secondo EC3 e IIW

- in termini di approccio nominale, il dettaglio viene classificato in funzione della lunghezza del fazzoletto di irrigidimento (FAT56 secondo l'EC3, FAT50 secondo l'IIW).

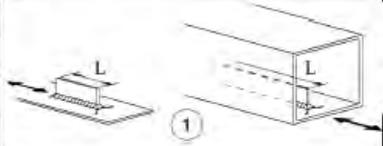
Detail category	Constructional detail	Description	Requirements
80	$L \leq 50 \text{ mm}$	 <p><u>Longitudinal attachments:</u> 1) The detail category varies according to the length of the attachment L.</p>	The thickness of the attachment must be less than its height. If not see Table 8.5, details 5 or 6.
71	$50 < L \leq 80 \text{ mm}$		
63	$80 < L \leq 100 \text{ mm}$		
56	$L > 100 \text{ mm}$		

Fig.5.18, Classificazione FAT del camino secondo EC3 e NTC08.

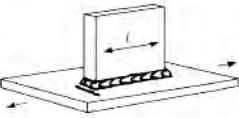
No.	Structural Detail	Description (St.= steel; AL= aluminium)	FAT St.
521		Longitudinal fillet welded gusset of length l. Fillet weld around end. l < 50 mm l < 150 mm l < 300 mm l > 300 mm	80 71 63 50

Fig.5.19, Classificazione FAT del camino secondo le linee guida dell'IIW.

Sulla base dell'approccio nominale si evidenzia che:

- le normative messe a confronto non offrono una classificazione univoca del dettaglio considerato in base **alla lunghezza dell'irrigidimento**: i valori di resistenza per la definizione delle classi di fatica differiscono in misura sensibile tra le diverse normative, rendendo impossibile un'omogenea individuazione della classe di appartenenza e, pertanto, un confronto coerente tra le diverse formulazioni;
- la suddivisione in classi in funzione di L appare piuttosto grossolana e non tiene conto della **possibile inclinazione dell'irrigidimento** (come avviene nel caso di studio).

Confrontando poi l'approccio nominale con quello Hot Spot:

- **l'approccio Nominal Stress**, fornisce risultati troppo cautelativi rispetto a quelli **ottenuti con l'Hot Spot, con una** sovrabbondanza anche di ordini di grandezza come si vede dal caso 1) in cui il coefficiente di sicurezza passa da 11 a 249. Quindi sulla base dei dati sperimentali si può dedurre che **l'approccio previsto** dalle normative considerate per calcolare la vita a fatica sulla base delle tensioni di Hot Spot sia il giusto compromesso tra sicurezza e cautela.

CONCLUSIONI

L'obiettivo specifico del lavoro svolto in quest'ultimo capitolo (per la verifica della piastra e della costola) è il confronto tra le differenti procedure per il calcolo delle tensioni proposte dai relativi codici normativi in ambito internazionale inerenti alla previsione della vita a fatica delle strutture metalliche. In particolare si è posta l'attenzione sui punti di forza e sulle carenze di ciascun metodo, dando infine enfasi agli evidenti vantaggi offerti dai metodi di più recente ideazione, quali l'Hot Spot Stress e le tensioni di picco (Prof. Atzori), nei confronti della metodologia classica basata sulle tensioni nominali.

L'impostazione e i fondamenti teorici del metodo Nominal Stress, recepito dalle più comuni normative, spesso non garantiscono un grado di sicurezza soddisfacente nell'ambito della progettazione a fatica. La classificazione dei dettagli strutturali di più frequente impiego contenuta in tali normative si rivela approssimativa e limitativa in linea generale, differenziandosi in particolare solo per sommarie caratteristiche geometriche (giunto di sovrapposizione, fazzoletto irrigidente longitudinale, tubo flangiato...) e per tipologia di carico dominante (trazione pura, flessione...). Questa povertà di rappresentazione rende più difficoltosa l'individuazione della categoria di appartenenza del dettaglio oggetto di studio, con una conseguente e pericolosa soggettività nella scelta della curva S-N appropriata per il calcolo del numero di cicli a fatica. Tali evidenze attribuiscono al metodo qui descritto una natura talora eccezionalmente cautelativa in termini di capacità di previsione della vita a fatica, spesso ben lontana dal reale comportamento del dettaglio e/o eccessivamente onerosa in termini pratici da un punto di vista economico.

La svolta decisiva nella trattazione del fenomeno della fatica per i giunti saldati è avvenuta grazie allo sviluppo di metodologie di indagine più sofisticate unite alle potenzialità del metodo agli elementi finiti. La modellazione in ambito FEM ha reso possibile l'inclusione di tutti gli effetti e caratteristiche fino ad allora ignorati dall'approccio della tensione nominale, in particolare la reale macro-geometria del dettaglio (nello specifico la fedele rappresentazione della saldatura anche se talvolta non si è reso necessario modellarla). In tal modo si è potuto trasferire il nocciolo del problema dall'individuazione dell'opportuna curva S-N alla determinazione delle tensioni necessarie per il calcolo della resistenza a fatica, essendo questi dati facilmente ricavabili dal modello e indubbiamente più indicativi del reale comportamento a fatica del dettaglio considerato. Sono stati così sviluppati diversi metodi basati sulle tensioni utilizzate per la valutazione a fatica, tra cui in questo capitolo si sono evidenziati in particolare l'Hot Spot Stress con estrapolazione

superficiale e quello delle tensioni di picco del Professor Atzori grazie al quale è stato possibile tenere in conto tutti i coefficienti di intensificazione che concorrono nella riduzione della tensione resistente del pezzo.

Tuttavia, nel caso specifico dei giunti saldati, le discontinuità geometrico-strutturali che essi introducono generano picchi tensionali al piede della saldatura difficilmente **gestibili dal FEM, in quanto fortemente dipendenti dalla densità della mesh. L'intento delle tecniche basate sull'Hot Spot è proprio quello di ovviare a tale dipendenza, proponendo di calcolare le tensioni di interesse per interpolazione su punti situati in zone meno disturbate dall'elevato gradiente tensionale. Tale formulazione appare efficace e si mostra in linea con i risultati sperimentali, ovviando al problema dell'eccessiva cautela del metodo Nominal Stress. Questo comportamento è ritenuto ragionevole, considerando le semplificazioni e i margini di sicurezza adottati dai metodi basati sulle tensioni nominali. Si intuisce tuttavia la permanenza di una certa fonte di incertezza nella trattazione di questi valori tensionali, soprattutto se si pensa di considerare dettagli saldati più complessi per geometria o condizioni di carico.**

Nonostante la scarsa conoscenza di queste tecniche innovative nel campo **dell'ingegneria civile, viene naturale pensare che esse troveranno presto un vasto impiego nel settore delle costruzioni, dove si è sempre più spinti verso un'ottica di progettazione ottimizzata, volta all'ottenimento delle migliori performance strutturali** attraverso il massimo sfruttamento del materiale, in particolare in strutture altamente complesse e delicate come ponti di grande luce, grattacieli molto alti...

A conclusione delle considerazioni sin qui esposte si ribadisce peraltro il ruolo **fondamentale che riveste l'esperienza del progettista anche in quest'ambito, al quale spetta il compito (e la responsabilità) di valutare opportunamente l'incidenza dei fenomeni di fatica sulla struttura in esame, allo scopo di poter definire il metodo di analisi e il grado di accuratezza per una progettazione corretta.**

5.3.3. Collegamento bullonato trave e costola

Il coprigiunto attraverso una bullonatura collega la costola alla trave, lì e nell'intero portale, si sono utilizzati bulloni ad *alta resistenza "precaricati"* che lavorano ad attrito. I bulloni che sono stati utilizzati sono di tipo classico cioè formati da: **dado, bullone e rosetta**; con l'aggiunta di un **controdado per garantire il serraggio** e di conseguenza la pretensione dei bulloni turante tutta la vita utile della struttura.

La classe dei bulloni è 10.9 quindi le caratteristiche del materiale sono:

fyb	900 MPa
ftb	1000 MPa
γ_{M2}	1,25

Le caratteristiche del materiale di cui è composta la costola e il coprigiunto sono le seguenti:

fyk	355 MPa
fyd	338 MPa
ft (s≤40)	510 MPa

Riportiamo sotto le dimensioni degli elementi in gioco:

COSTOLA		GIUNTO COSTOLA-TRAVE	
L	1080 mm	H	1100 mm
H	1163 mm	L	305 mm
s	40 mm	s	20 mm
α	82 °	n° b	18
ϕ bullone	30 mm	n° s	2
n° b	9	μ	0,45
ϕ foro	32 mm	e ₁	50 mm
A _b	706,8 mm ²	p ₁	125 mm
A _{res}	565 mm ²	e ₂	50 mm
		p ₂	80 mm

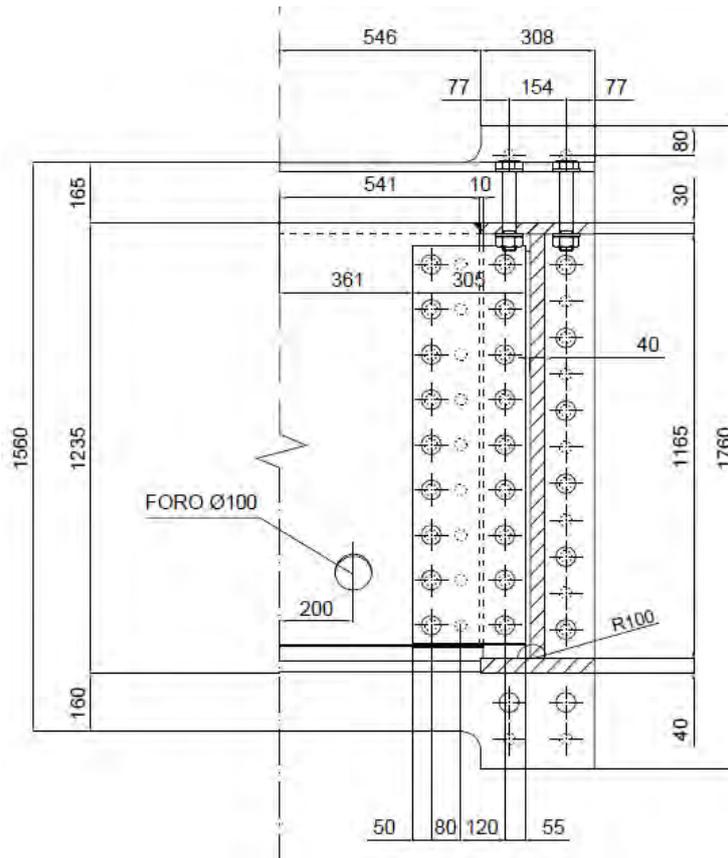


Fig.5.20, Particolare del giunto bullonato tra la costola e la trave.

Lo spessore del dado è stato ricavato da apposite tabelle fornite dai produttori:

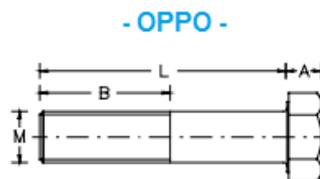
OPPO
www.oppo.it

Tabella Dadi esagonali
UNI 5588

M, A = mm Peso = g

	M4	M5	M6	M7	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30	M33
S	7	8	10	11	13	17	19	22	24	27	30	32	36	41	46	50
A	3,2	4,0	5,0	5,5	6,5	8,0	10,0	11,0	13,0	15,0	16,0	18,0	19,0	22,0	24,0	26,0
Peso	0,80	1,22	2,47	3,13	5,31	11,55	17,00	24,90	33,36	49,24	64,23	78,79	109,85	165,53	230,52	289,40

Fig.5.21, Dimensioni standard dei bulloni.



Come si vede dall'immagine si sono predisposti bulloni a testa esagonale con gambo di lunghezza variabile con il supplemento di dado e rosetta.

Verifiche Statiche

- Verifica a Taglio dei Bulloni (con Taglio eccentrico):

$$F_{V,Rd} \geq F_{V,Sd}$$

dove la forza resiste a taglio è la seguente:

$$F_{V,Rd} = \frac{b f_{tb} A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

con $b = 0,5$ per bulloni di classe 10.9

mentre la forza sollecitante va scomposta in due contributi: quello del taglio e quello del momento torcente, che nasce a causa dell'eccentricità del taglio:

$$F_{V,Sd} = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed}}{n_s n_b}\right)^2 + \left(\frac{V_{M,Ed}}{n_s}\right)^2}$$

dove la componente di taglio dovuta al momento torcente è dovuta all'eccentricità tra carico e baricentro e si calcola come segue:

$$V_{M,Ed} = \frac{M_{Ed}}{\sum x^2 + \sum y^2} r_{max}$$

$$M_{Ed} = V_{Ed} \cdot e$$

Si riassume questa verifica nella seguente tabella:

Verifica a Taglio dei Bulloni	
$F_{V,Rd}$	226,19 kN
V_{Ed}	371,35 kN
M_{Ed}	202,50 kNm
$V_{M,Ed}$	93,05 kN
$F_{V,Sd}$	47,66 kN
verifica :	ok

- Verifica a Rifollamento della Piastra:

$$F_{b,Rd} \geq F_{V,Sd}$$

dove la resistenza del piatto è:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \alpha f_t d t}{\gamma_{M2}}$$

dove: d è il diametro del bullone, t lo spessore della piastra, α e k sono coefficienti di derivazione geometrica, come si vede di seguito:

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 d_0}; \frac{f_{tb}}{f_t}; 1 \right\}$$

$$k = \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\}$$

d_0 è il diametro nominale del foro sulla piastra.

Si riassume la verifica nella seguente tabella:

Verifica Rifollamento Piastra	
Fb,Rd	318,75 kN
α	0,52
k	2,5
e_1	50 mm
e_2	55 mm
verifica :	ok

- Verifica a Trazione della Piastra:

$$N_{U,Rd} \geq V_{Ed}$$

dove la resistenza della piastra è fornita dalla seguente espressione:

$$N_{U,Rd} = \frac{0,9 f_t A_{netta}}{\gamma_{M2}}$$

dove: $A_{netta} = l \cdot t - 2 \cdot d_0 \cdot t$ ovvero l'area della sezione della piastra che effettivamente collabora nella resistenza, al netto dei fori per i bulloni.

Si riassume la verifica nella seguente tabella:

Verifica Trazione Piastra	
Nu,Rd	1769,90 kN
A_{netta}	4820
verifica :	ok

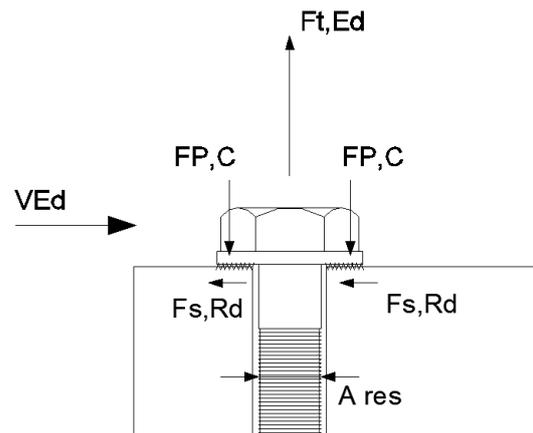
- Verifica a Scorrimento per Bulloni ad Attrito

$$F_{S,Rd} \geq F_{V,Ed}^{SLE}$$

dove la forza di scorrimento si ottiene nel seguente modo:

$$F_{S,Rd} = \frac{n_s \mu (F_{P,C} - 0,8 F_{t,Ed}^{SLE})}{\gamma_{M3}}$$

con n_s il numero di superfici d'attrito, $\mu = (0,3 \div 0,45)$ il coefficiente di attrito, $\gamma_{M3} = \begin{cases} 1,1 & SLE \\ 1,25 & SLU \end{cases}$, $F_{p,c}$ è la forza di precarico di compressione sui bulloni e infine $F_{t,Ed}^{SLE}$ è la forza di trazione sui bulloni.



Si esplicita la forza di precarico di compressione:

$$F_{p,c} = \frac{0,7 f_{tb} A_{res}}{\gamma_{M7}}$$

dove $\gamma_{M7} = \gamma_{M3}$.

Si riporta la formula semplificata per calcolare la forza di trazione sui bulloni dovuta al momento:

$$F_{t,Ed}^{SLE} = \frac{M_{Ed}^{SLE} A_{bi} y_{max}}{\sum_j A_{bj} y_j^2}$$

dove A_{bi} è l'area resistente del bullone i-esimo, $\sum_j A_{bj}$ è l'area resistente dei bulloni (cioè $A_{res} \cdot n_b$, in questo caso $n_b = 2$) che si trovano a distanza y_j dalla fibra più compressa.

Infine la forza sollecitante, che è la medesima già calcolata nella verifica a taglio dei bulloni:

$$F_{V,Ed} = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed}}{n_s n_b}\right)^2 + \left(\frac{V_{M,Ed}}{n_s}\right)^2}$$

Si riassume la verifica nella seguente tabella:

Verifica a Scorrimento Bulloni	
Fs,Rd	238,65 kN
Fp,C	359,86 kN
Ft,Ed(SLE)	35,50 kN
y_{max}	1050 mm

	Y_j [mm]	Y_j² [mm ²]	Y_j² A_{res} [mm ⁴]
y1	50	2500	1413717
y2	175	30625	17318030
y3	300	90000	50893801
y4	425	180625	1,02E+08
y5	550	302500	1,71E+08
y6	675	455625	2,58E+08
y7	800	640000	3,62E+08
y8	925	855625	4,84E+08
y9	1050	1102500	6,23E+08
verifica :	ok		
coefficiente:	5		

- Verifica a Punzonamento della Piastra:

$$B_{p,Rd} \geq F_{t,Ed}$$

dove la resistenza a punzonamento della piastra si valuta con la seguente espressione:

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \pi d_m t_p f_t}{\gamma_{M2}}$$

con d_m è il minimo tra il diametro del dado e il diametro medio della testa dei bulloni (ricavato dalla tabella in **Fig.5.21**, Dimensioni standard dei bulloni.), t_p è lo spessore del piatto, f_t la tensione di rottura del piatto.

Si riassume la verifica nella seguente tabella:

Verifica a Punzonamento della piastra	
Bt,Rd	707,54 kN
d _m	46 mm
d _{dado}	46 mm
d _{testa bullone}	46 mm
verifica:	ok

Verifiche a Fatica

I bulloni utilizzati in questo giunto, e in tutto il portale, sono precaricati per cui la verifica a fatica si deve compiere utilizzando le tensioni nominali ricavate con l'area lorda della sezione e non l'area netta (come accade nel caso di giunti con bulloni non

precaricati). Come si vede dall'immagine tratta dalla normativa, la verifica a fatica a trazione si basa sul particolare FAT50 dettaglio (14).

50		<p>14) Bulloni e barre filettate soggetti a trazione. Per bulloni di diametro $\phi > 30$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> $k_t = (30 / \phi)^{0,25}$	<p>$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione della parte filettata, considerando gli effetti dovuti all'effetto leva e alla flessione ulteriore. Per bulloni precaricati i $\Delta\sigma$ possono essere ridotti.</p>
----	--	---	--

Si legge a destra del dettaglio soprastante: "per bulloni precaricati le tensioni $\Delta\sigma$ possono essere ridotte"; vista la mancanza di maggiori informazioni per trattare giunti bullonati ad attrito con bulloni precaricati e vista la conformità del giunto, si è deciso di compiere una verifica semplificata. Si è conteggiato, per la verifica sui bulloni del giunto, solo il taglio, trascurando l'eccentricità del carico dell'attuatore e quindi il relativo momento, che se riportato ai bulloni si traduceva in trazione.

Si riporta di seguito un'immagine tratta dal software del camino, e più precisamente delle tensioni assiali dei bulloni del giunto costola-trave.

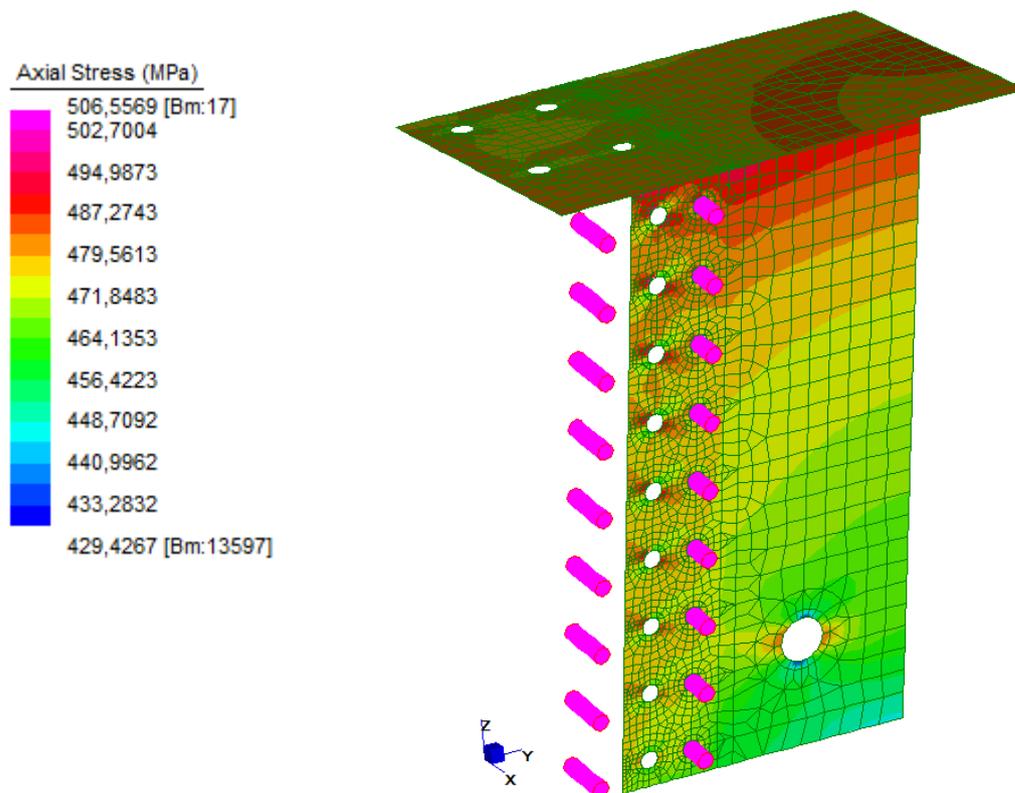


Fig.5.22, Contouring delle tensioni sui bulloni del giunto costola-trave.

La forza assiale sui bulloni del giunto non è proprio identica su tutti i bulloni, ma la differenza tra il bullone più sollecitato e quello che in teoria è meno sollecitato è circa 4 MPa , per l'esattezza l'escursione va da 358 kN (equivalente a 506 MPa) a $355,8 \text{ kN}$ (equivalente a 502 MPa) Considerando che i bulloni sono pretesi e la figura riportata invece si riferisce ad una analisi di tipo lineare (i.e. con i soli carichi dovuti al peso proprio e alla forza dell'attuatore), si verifica separatamente se si supera o meno la forza di pretensione.

$$F_{Sd,max} = 506 \text{ MPa} \leq F_{pretensione} = \frac{392700 \text{ N}}{706,8 \text{ mm}^2} = 556 \text{ MPa}$$

Si può concludere che non ha senso compiere una verifica a trazione sui bulloni che a causa della pretensione non risultano mai essere tesi.

Ciò nonostante per evitare che la pretensione dei bulloni sia compromessa e quindi ad un certo punto della sua vita il bullone non goda più della pretensione, si prevede un controdado e un controllo della coppia di serraggio ciclico. Quest'ultima è calcolata secondo le UNI EN ISO 898, EN 1090-1.

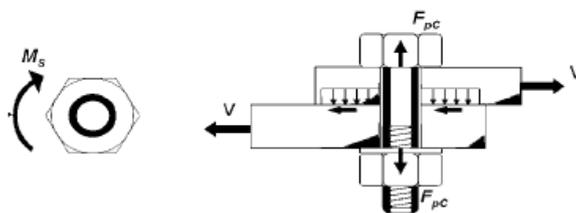


Fig.5.23, forza di precarico. Coppia di serraggio.

Per non pregiudicare la capacità portante del bullone occorre che lo sforzo di pretrazione non superi il 70% della tensione ultima di rottura a trazione. La forza di precarico è calcolata con la seguente formula:

$$F_{p,c} = \frac{0,7 f_{ub} A_{res}}{\gamma_{M7}}$$

in cui: γ_{M7} vale 1,1 per bulloni ad alta resistenza (come in questo caso) e 1,25 nel caso di barre normali (quindi non ad alta resistenza); f_{tb} è la resistenza ultima a trazione; A_{res} è l'area resistente del bullone, stimata pari all'80% dell'area totale.

Mentre la coppia di serraggio è pari a:

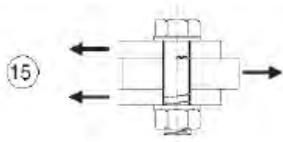
$$M_s = 0,2 d F_{p,c}$$

Coppia di serraggio dei bulloni

Fp,C	359,86 kN
Ms	2,16 kNm

In realtà la forza di pretensione applicata ai bulloni è pari a **392,7kN**.

Si procede con la verifica a fatica, seguendo il dettaglio (15) della Normativa vigente (§Tab.C4.2 XIII), per verificare a taglio i bulloni si è considerata la resistenza FAT100.

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
100		15) Bulloni sollecitati a taglio su uno o due piani non interessanti la parte filettata. - Bulloni calibrati - Bulloni normali di grado 5.6, 8.8 e 10.9 e assenza di inversioni di carico	$\Delta\tau$ calcolati in riferimento all'area del gambo

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva:

Verifica a fatica a taglio dei bulloni della costola

$\Delta\tau_{sd}$	29,19 MPa
$\Delta\tau_c$	100 MPa
$\Delta\tau_D$	45,70 MPa
γ_{Mf} (1,15-1,35)	1,35
verifica:	ok
coeff. di sicurezza :	2

Come anche scritto in normativa nei requisiti del particolare, **l'intervallo di tensione di taglio** che si è considerato ($\Delta\tau$) è riferito **all'area del gambo del bullone**; inoltre si è considerata solo la combinazione di carico in cui i bulloni sono in trazione, e non come per le altre verifiche il doppio della tensione, **poiché l'attuatore una volta tira e l'altra spinge ± 1500 kN**. Il giunto se in trazione mette in sollecitazione i bulloni, ma se compresso lavora per mezzo delle piastre e non dei bulloni.

Si è deciso di compiere la verifica con una semplificazione: si è conteggiato solo il taglio, trascurando **l'eccentricità del carico dell'attuatore** e quindi il relativo momento, che se riportato ai bulloni si traduceva in trazione, poiché i bulloni sono pretesi e quindi tale trazione è contrastata.

È da sottolineare **che quest'ultima verifica è sovrabbondante** poiché la scelta di usare un'unione per attrito, esclude che i bulloni lavorino a taglio, ciò nonostante si è scelto di verificare a taglio il gambo dei bulloni nell'eventualità che ci sia un contatto di

alcuni di essi, tra gambo e piastra; si è voluto controllare che anche in tale evenienza il bullone resistesse, e la verifica è soddisfatta.

5.4. Flangia

Nella flangia **come nell'intero portale** si sono utilizzati bulloni ad **alta resistenza "precaricati"** e che lavorano ad attrito (non a taglio). I bulloni utilizzati non sono esattamente dei bulloni, ma delle **barre filettate** poiché il gambo deve coprire una lunghezza di circa **500 mm**, non essendo possibile con semplici bulloni si è optato per barre filettate di diametro **30mm** e di classe 10.9. Per garantirne la pretensione le barre filettate oltre ai dadi alle estremità e le rosette, hanno un controdado.

Le caratteristiche delle barre sono le seguenti:

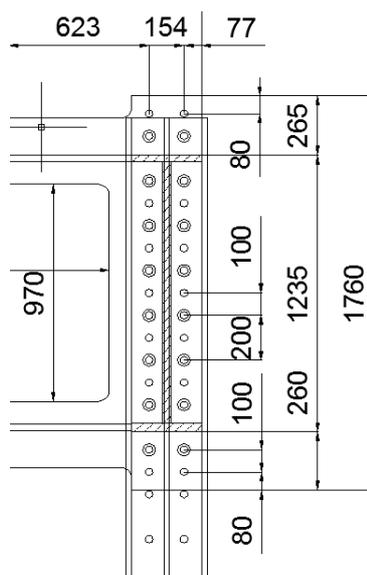
f_{yb}	900 MPa
f_{tb}	1000 MPa
γ_{M2}	1,25

Le caratteristiche della flangia sono le seguenti:

f_{yk}	355 MPa
f_{yd}	338 MPa
$f_t (s \leq 40)$	510 MPa

Riportiamo sotto le dimensioni degli elementi in gioco:

FLANGIA	
$\phi_b (d)$	30 mm
n_b	16
A_b	707 mm ²
A_{res}	565 mm ²
$\phi_{foro} (d_0)$	32 mm
H	1560 mm
B	390 mm
s	40 mm
n_s	1
μ	0,45



5.4.1. Verifiche statiche (Unione Bullonata)

- Verifica a Taglio dei Bulloni (con Taglio eccentrico):

$$F_{V,Rd} \geq F_{V,Sd}$$

dove la forza resiste a taglio è la seguente:

$$F_{V,Rd} = \frac{b f_{tb} A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

con $b = 0,5$ per bulloni di classe 10.9

mentre la forza sollecitante va scomposta in due contributi: quello del taglio e quello del momento torcente, che nasce a causa dell'eccentricità del taglio:

$$F_{V,Sd} = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed}}{n_s n_b}\right)^2 + \left(\frac{V_{M,Ed}}{n_s}\right)^2}$$

dove la componente di taglio dovuta al momento torcente è dovuta all'eccentricità tra carico e baricentro e si calcola come segue:

$$V_{M,Ed} = \frac{M_{Ed}}{\sum x^2 + \sum y^2} r_{max}$$

$$M_{Ed} = V_{Ed} \cdot e$$

Si riassume questa verifica nella seguente tabella:

Verifica a Taglio dei Bulloni	
$F_{V,Rd}$	226,19 kN
V_{Ed}	371,4 kN
M_t	28,88 kNm
$V_{M,Ed}$	17,45 kN
$F_{V,Sd}$	29,22 kN
verifica :	ok

- Verifica a Rifollamento della Piastra:

$$F_{b,Rd} \geq F_{V,Sd}$$

dove la resistenza della flangia è:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \alpha f_t d t}{\gamma_{M2}}$$

dove: d è il diametro del bullone, t lo spessore della piastra, α e k sono coefficienti di derivazione geometrica, come si vede di seguito:

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 d_0}; \frac{f_{tb}}{f_t}; 1 \right\}$$

$$k = \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\}$$

d_0 è il diametro nominale del foro sulla piastra.

Si riassume la verifica nella seguente tabella:

Verifica Rifollamento Piastra	
Fb,Rd	1020 kN
α	0,83
k	2,5
e_1	80 mm
e_2	77 mm
verifica :	ok

- Verifica a Trazione della Piastra:

$$N_{U,Rd} \geq V_{Ed}$$

dove la resistenza della flangia è fornita dalla seguente espressione:

$$N_{U,Rd} = \frac{0,9 f_t A_{netta}}{\gamma_{M2}}$$

dove: $A_{netta} = l \cdot t - 2 \cdot d_0 \cdot t$ ovvero l'area della sezione della flangia che effettivamente collabora nella resistenza, al netto dei fori per le barre.

Si riassume la verifica nella seguente tabella:

Verifica Trazione Piastra	
Nu,Rd	4788,29 kN
A_{netta}	13040
verifica :	ok

- Verifica a Scorrimento per Bulloni ad Attrito

$$F_{S,Rd} \geq F_{V,Ed}^{SLE}$$

dove la forza di scorrimento si ottiene nel seguente modo:

$$F_{S,Rd} = \frac{n_s \mu (F_{P,C} - 0,8 F_{t,Ed}^{SLE})}{\gamma_{M3}}$$

con n_s il numero di superfici d'attrito, $\mu = (0,3 \div 0,45)$ il coefficiente di attrito,

$\gamma_{M3} = \begin{cases} 1,1 & SLE \\ 1,25 & SLU \end{cases}$, $F_{P,C}$ è la forza di precarico di compressione sui bulloni e infine $F_{t,Ed}^{SLE}$ è la forza di trazione sui bulloni.

Si esplicita la forza di precarico di compressione:

$$F_{P,C} = \frac{0,7 f_{tb} A_{res}}{\gamma_{M7}}$$

dove $\gamma_{M7} = \gamma_{M3}$.

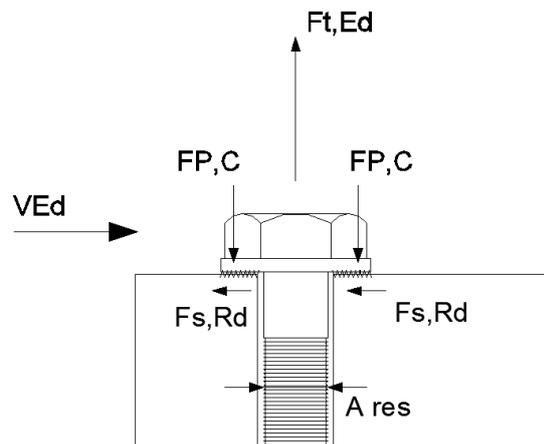
Si riporta la formula semplificata per calcolare la forza di trazione sui bulloni dovuta al momento:

$$F_{t,Ed}^{SLE} = \frac{M_{Ed}^{SLE} A_{bi} y_{max}}{\sum_j A_{bj} y_j^2}$$

dove A_{bi} è l'area resistente del bullone i -esimo, $\sum_j A_{bj}$ è l'area resistente dei bulloni (cioè $A_{res} \cdot n_b$, in questo caso $n_b = 2$) che si trovano a distanza y_j dalla fibra più compressa.

Infine la forza sollecitante, che è la medesima già calcolata nella verifica a taglio dei bulloni:

$$F_{V,Ed} = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed}}{n_s n_b}\right)^2 + \left(\frac{V_{M,Ed}}{n_s}\right)^2}$$



Si riassume la verifica nella seguente tabella:

Verifica a Scorrimento Bulloni per Attrito			
Fs,Rd	127,96 kN		
Fp,C	359,86 kN		
Ft,Ed(SLE)	5,53 kN		
y _{max}	1480 mm		
	Y_j [mm]	Y_j² [mm ²]	Y_j² A_{res} [mm ⁴]
y1	80	6400	7238229
y2	280	78400	88668311
y3	480	230400	2,61E+08
y4	680	462400	5,23E+08
y5	880	774400	8,76E+08
y6	1080	1166400	1,32E+09
y7	1280	1638400	1,85E+09
y8	1480	2190400	2,48E+09
verifica :	ok		
coefficiente:	4		

- Verifica a Punzonamento della Piastra:

$$B_{p,Rd} \geq F_{t,Ed}$$

dove la resistenza a punzonamento della piastra si valuta con la seguente espressione:

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \pi d_m t_p f_t}{\gamma_{M2}}$$

con d_m è il minimo tra il diametro del dado e il diametro medio della testa dei bulloni (ricavato dalla tabella in **Fig.5.21**, Dimensioni standard dei bulloni.), t_p è lo spessore del piatto, f_t la tensione di rottura del piatto.

Si riassume la verifica nella seguente tabella:

Verifica a Punzonamento della piastra	
Bt,Rd	1415,07 kN
d _m	46 mm
d _{dado}	46 mm
d _{testa bullone}	46 mm
verifica:	ok

5.4.2. Verifiche a Fatica

Le barre utilizzate in questo giunto sono precaricate per cui la verifica a fatica si deve compiere utilizzando le tensioni nominali ricavate con l'area lorda della sezione e non l'area netta (come accade nel caso di giunti con bulloni non precaricati). Come si vede dall'immagine tratta dalla normativa, la verifica a fatica a trazione si basa sul particolare FAT50 dettaglio (14).

50		<p>14) Bulloni e barre filettate soggetti a trazione. Per bulloni di diametro $\phi > 30$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> $k_s = (30 / \phi)^{0,25}$	<p>$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione della parte filettata, considerando gli effetti dovuti all'effetto leva e alla flessione ulteriore. Per bulloni precaricati i $\Delta\sigma$ possono essere ridotti.</p>
----	--	---	--

Si legge a destra del dettaglio soprastante: "per bulloni precaricati le tensioni $\Delta\sigma$ possono essere ridotte"; vista la mancanza di maggiori informazioni per trattare giunti bullonati ad attrito con bulloni precaricati, si è deciso di compiere la verifica come se non fossero barre precaricate a favore di sicurezza. Non si è dovuto ridurre ulteriormente la tensione resistente con il coefficiente k_s poiché le barre hanno proprio diametro 30mm che, come si legge dall'immagine tratta dalla normativa, è il limite massimo di diametro oltre il quale poi si deve ridurre la tensione resistente.

Si riporta sotto la tabella riassuntiva della verifica a fatica:

Verifica a fatica a trazione delle barre della flangia	
$\Delta\sigma_{sd}$	7,82 MPa
$\Delta\sigma_c$	50,00 MPa
k_s	1,00
$\Delta\sigma_D$	36,85 MPa
γ_{Mf} (1,15-1,35)	1,35
verifica :	ok
coeff. di sicurezza :	3,44

Si riporta di seguito un'immagine tratta dal software della colonna senza le piastre saldate all'HEM360 per meglio vedere il contouring della tensione assiale sulle barre che collegano la flangia e quindi la trave alla colonna.

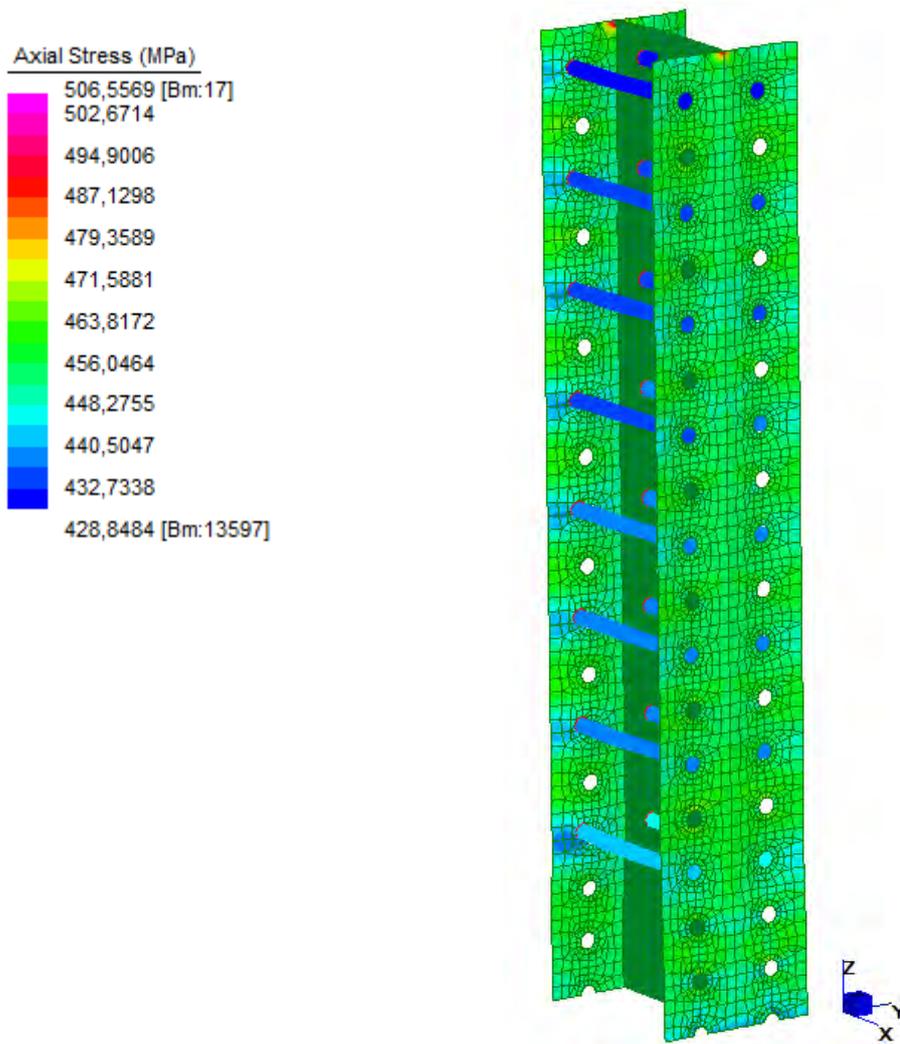


Fig.5.24, Contouring delle forze assiali sulle barre filettate del giunto flangia-colonna.

La forza assiale sulle barre non è la stessa su tutte le barre del giunto, ma la differenza tra la barra più sollecitata e quella che in teoria è meno sollecitata è circa **15 MPa**, per l'esattezza l'escursione va da 314kN (444 MPa) a 303kN (428,8 MPa). Considerando però che le barre sono in realtà pretese mentre la figura riportata si riferisce ad una analisi di tipo lineare (i.e. con i soli carichi dovuti al peso proprio e alla forza dell'attuatore).

Si verifica separatamente se si supera o meno la forza di pretensione.

$$F_{Sd,max} = 444 \text{ MPa} \leq F_{pretensione} = \frac{392700 \text{ N}}{706,8 \text{ mm}^2} = 556 \text{ MPa}$$

Si può concludere che si poteva anche non compiere una verifica a trazione sulle barre poiché a causa della pretensione non risultano mai essere tese.

Ciò nonostante per evitare che la pretensione delle barre sia compromessa e quindi ad un certo punto della sua vita la barra non goda più della pretensione, si prevede un controdado e un controllo della coppia di serraggio ciclico. Quest'ultima è calcolata secondo le UNI EN ISO 898, EN 1090-1.

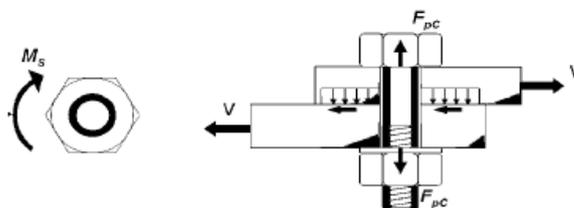


Fig.5.25, Forza di precarico. Coppia di serraggio.

Per non pregiudicare la capacità portante della barra occorre che lo sforzo di pretrazione non superi il 70% della tensione ultima di rottura a trazione. La forza di precarico è calcolata con la seguente formula:

$$F_{p,c} = \frac{0,7 f_{ub} A_{res}}{\gamma_{M7}}$$

in cui: γ_{M7} vale 1,1 per barre ad alta resistenza (come in questo caso) e 1,25 nel caso di barre normali (quindi non ad alta resistenza); f_{ub} è la resistenza ultima a trazione; A_{res} è l'area resistente della barra, stimata pari all'80% dell'area totale.

Mentre la coppia di serraggio è pari a:

$$M_s = 0,2 d F_{p,c}$$

Coppia di serraggio delle barre filettate	
Fp,C	359,86 kN
Ms	2,16 kNm

Si procede con la verifica a fatica, seguendo il dettaglio (15) della Normativa vigente (§Tab.C4.2 XIII), per verificare a taglio i bulloni si è considerata la resistenza FAT100.

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
100		15) Bulloni sollecitati a taglio su uno o due piani non interessanti la parte filettata. - Bulloni calibrati - Bulloni normali di grado 5.6, 8.8 e 10.9 e assenza di inversioni di carico	$\Delta\sigma$ calcolati in riferimento all'area del gambo

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva:

Verifica a fatica a taglio delle barre della flangia	
$\Delta\tau_{sd}$	41,45 MPa
$\Delta\tau_c$	100 MPa
$\Delta\tau_D$	45,70 MPa
γ_{Mf} (1,15-1,35)	1,35
verifica:	no
coeff. di sicurezza :	1,10

Come anche scritto in normativa, nei requisiti del particolare, l'intervallo di tensione di taglio che si è considerato ($\Delta\tau$) è riferito alla sezione netta della barra; inoltre si è considerata solo la combinazione di carico in cui le barre sono in trazione in quanto il giunto se in trazione mette in sollecitazione le barre, ma se compresso lavora per mezzo del contatto flangia-colonna.

Quest'ultima verifica non è soddisfatta ma dopotutto la scelta di usare un'unione per attrito esclude che le barre lavorino a taglio, ciò nonostante si è scelto di verificare a taglio il gambo dei bulloni nell'eventualità che ci sia un contatto di alcuni di essi con le piastre. Anche se il coefficiente di sicurezza non rientra tra quelli suggeriti dalla normativa, la verifica non è stringente poiché un'unione con barre precaricate a serraggio controllato che lavora ad attrito non deve rispettare le restrizioni di unioni con barre che lavorano a taglio. Infatti è sufficiente controllare che i nodi delle piastre che formano il giunto non scorrano e la verifica ad attrito è soddisfatta.

5.5. Collegamento Solaio-Colonne

Ciascuna delle quattro colonne del portale è ancorata al solaio del laboratorio mediante quattro **barre filettate pretese**. Si è scelto di utilizzare quattro barre per ciascuna colonna, piuttosto di un numero inferiore (ad esempio due), al fine di garantire un migliore incastro in entrambe le direzioni principali delle colonne e poter utilizzare barre di diametro (e quindi peso) sufficientemente contenuto da essere maneggevoli, installabili a mano da un singolo montatore. Le barre previste sono di classe 4.6 e pertanto non ad alta resistenza.

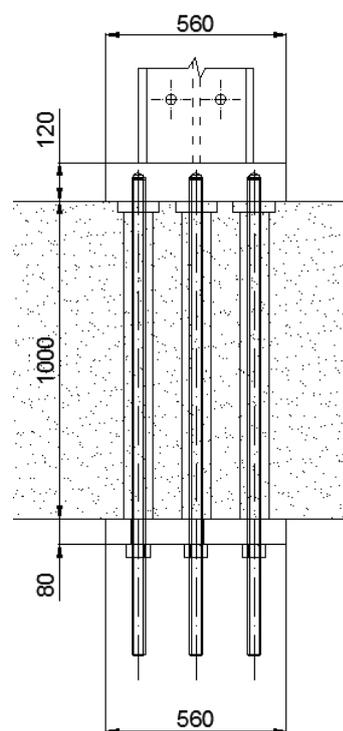
Le barre attraversano il solaio in opportuni fori preesistenti (di diametro pari a **80 mm**) e vanno a precomprimerlo tra due piastre: la piastra superiore, avente spessore t_{sup} pari a **120 mm**, rappresenta la base della colonna (ed è saldata a quest'ultima), mentre la piastra inferiore, avente spessore t_{inf} pari a **80 mm**, serve da elemento di ripartizione del carico. L'altezza h del solaio è di **1000 mm**, per cui lo spessore del pacchetto costituito dal solaio e dalle piastre in totale è pari a **1200 mm**.

La realizzazione del giunto avviene nel seguente modo: dopo l'erezione delle colonne mediante carro ponte e il loro posizionamento in sede definitiva, si vanno ad inserire le barre nei fori del solaio, operando dal piano inferiore del laboratorio. Dopo di che vengono avvitate nei fori filettati previsti nella piastra di base della colonna e si installano la piastra inferiore e i dadi di riscontro; infine si vanno a pretendere, mediante martinetti idraulici, le barre e a serrare i dadi.

Le barre, come previsto dalla normativa vigente (NTC), sono precaricate al 70% della tensione di rottura a trazione. La forza di precarico viene calcolata con la seguente formula:

$$F_{p,Cd} = 0,7 \cdot \frac{f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M7}}$$

in cui: γ_{M7} vale 1,1 per bulloni ad alta resistenza, ma nel caso specifico viene assunto pari a γ_{M2} ovvero pari a 1,25, in quanto le barre sono di classe 4.6 (quindi non ad alta resistenza); f_{tb} è la resistenza ultima a trazione; A_{res} è l'area resistente della barra filettata, stimata pari all'80% dell'area totale.

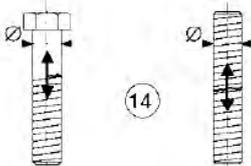


Si assumono le seguenti caratteristiche meccaniche per i materiali:

$E_{\text{piastre}} = E_{\text{barre}}$	210000 MPa
f_y	355 MPa
f_{tb}	510 MPa
E_{solaio}	34000 MPa

Il solaio è noto essere realizzato in struttura mista acciaio-calcestruzzo, in particolare, dai documenti reperiti, pare vi siano delle travi in acciaio annegate nel getto; tuttavia, data l'incertezza nella disposizione e tipologia delle travi, si è preferito effettuare le verifiche supponendo che il solaio sia realizzato in solo calcestruzzo. La scelta è a favore di sicurezza in quanto il modulo elastico E_{solaio} , assunto in questo modo, è sicuramente inferiore ad un eventuale modulo equivalente.

La classe di resistenza a fatica delle barre filettate è la FAT50 come si evince dalla normativa, si riporta qui sotto il riferimento:

50		<p>14) Bulloni e barre filettate soggetti a trazione. Per bulloni di diametro $\phi > 30$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> <p>$k_s = (30 / \phi)^{0.25}$.</p>	<p>$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione della parte filettata, considerando gli effetti dovuti all'effetto leva e alla flessione ulteriore. Per bulloni precaricati i $\Delta\sigma$ possono essere ridotti.</p>
----	---	--	--

Nel caso specifico, poiché le barre sono di diametro superiore a 30 mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente K_s , per compiere le verifiche a fatica avita illimitata e i $\Delta\sigma$ sollecitanti devono essere calcolati con riferimento all'area resistente.

L'azione sollecitante massima per le barre si ha nella condizione di carico in cui l'attuatore espleta la forza massima (1500 kN) in estensione, mentre nella condizione di carico opposta le barre non lavorano, bensì il carico è trasferito al solaio direttamente dal contatto con la piastra di base. In totale si hanno 16 barre per cui ciascuna è caricata con una forza F_{sd} pari a **93,75 kN**.

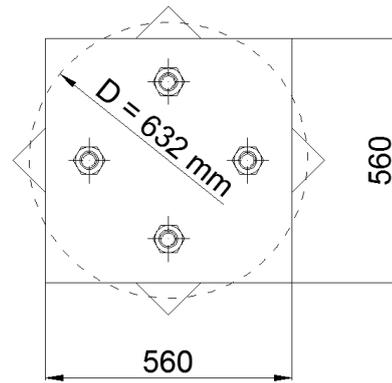
Poiché il giunto è precaricato, l'azione di trazione si traduce: in parte in decompressione del giunto e in parte in un incremento ΔF della trazione (oltre a quella data dalla pretensione) nelle barre. L'incremento ΔF è molto contenuto, se paragonato alla forza sollecitante, e può essere stimato, in prima approssimazione, pari al 20% di quest'ultima, da cui risulta:

$$\Delta F = 0,2 \cdot 93,75 = 18,75 \text{ kN}$$

Una stima più accurata dell'incremento ΔF può essere condotta sulla base del rapporto tra le rigidità degli elementi coinvolti nell'unione, sulla base della seguente formula:

$$\Delta F = F_{sd} \cdot \frac{C_B}{C_B + C_S} = F_{sd} \cdot p$$

dove: C_B è la rigidità assiale delle barre filettate;
 C_S è la rigidità assiale della connessione (ovvero del pacchetto costituito da solaio e piastre) e p è il fattore di distribuzione.



La rigidità C_B dell'insieme di quattro barre relative ad una colonna è calcolata come:

$$C_B = 4 \cdot \frac{E_{barre} \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4}}{h + t_{sup} + t_{inf}}$$

in cui il denominatore rappresenta la lunghezza del tratto di barra preteso, mentre la rigidità C_S è calcolata come:

$$C_S = \frac{E_{solaio} \cdot \frac{\pi}{4}}{h + t_{sup} + t_{inf}} \cdot \left[\left(D + \frac{h + t_{sup} + t_{inf}}{10} \right)^2 - 4 \cdot d^2 \right]$$

dove D rappresenta il diametro di una piastra circolare (impronta di carico) di area equivalente a quella delle piastre inferiore e superiore ed è pari a 632 mm, mentre d rappresenta il diametro dei quattro fori presenti nel solaio ed è pari ad 80 mm.

La variazione di tensione $\Delta \sigma$ da assumere nella verifica a fatica è quella indotta dalla sola forza ΔF e non viene raddoppiata per considerare il ciclo completo di carico (estensione e contrazione dell'attuatore) in quanto, come sopra detto, quando la giunzione è compressa lavora direttamente per contatto tra solaio e piastra di base.

La verifica a fatica a vita illimitata, per vari diametri di barre (dove il diametro di 75 mm è il massimo inseribile nei fori preesistenti nel solaio), è di seguito riportata:

Verifica a fatica a vita illimitata

Diametro ϕ [mm]	Area [mm ²]	Area res. [mm ²]	K _s	p	$\Delta\sigma$ [MPa]		$\Delta\sigma_D$ [MPa]		C.S.
36	1017,36	813,89	0,96	0,056	6,45	<	35,21	OK	5,5
40	1256,00	1004,80	0,93	0,068	6,37	<	34,29	OK	5,4
42	1384,74	1107,79	0,92	0,075	6,32	<	33,88	OK	5,4
48	1808,64	1446,91	0,89	0,095	6,18	<	32,76	OK	5,3
52	2122,64	1698,11	0,87	0,110	6,08	<	32,12	OK	5,3
56	2461,76	1969,41	0,86	0,125	5,97	<	31,53	OK	5,3
60	2826,00	2260,80	0,84	0,141	5,87	<	30,99	OK	5,3
75	4415,63	3532,50	0,80	0,205	5,43	<	29,31	OK	5,4

dove:

$$K_S = \left(\frac{30}{\phi}\right)^{0,25} ; \quad p = \frac{C_B}{C_B + C_S} ; \quad \Delta\sigma = p \cdot \frac{F_{sd}}{A_{res}} ; \quad \Delta\sigma_D = 0,737 \cdot 50 \cdot K_S$$

È parso opportuno adottare il diametro di **42 mm** al fine di avere un'opportuna riserva di resistenza in caso di sollecitazione non perfettamente assiale e soprattutto al fine di acquistare delle barre versatili ed eventualmente riutilizzabili in altre situazioni: maneggevoli (circa 11 kg/m) e allo stesso tempo con buona resistenza.

Assumendo a favore di sicurezza **p** pari a 0,2 la verifica è comunque soddisfatta e il coefficiente di sicurezza risulta pari a 2.

Diametro ϕ [mm]	Area [mm ²]	Area res. [mm ²]	K _s	p	$\Delta\sigma$ [MPa]		$\Delta\sigma_D$ [MPa]		C.S.
42	1384,74	1107,79	0,92	0,200	16,93	<	33,88	OK	2

Il valore di **p** pari a 0,2 che solitamente si assume in prima approssimazione, nel caso in esame può essere considerato un limite superiore, pertanto a favore di sicurezza. Il motivo è che lo spessore del solaio è elevato e pertanto, a causa della diffusione del carico in tale spessore, il diametro del cilindro precompresso equivalente risulta anch'esso alquanto elevato. Tale diametro equivalente è rappresentato, nella formula che esprime la rigidezza C_s, dai termini tra parentesi tonde.

Si noti inoltre che l'aver assunto il solaio come costituito da solo calcestruzzo, piuttosto che dalla reale struttura mista ad acciaio, è anch'essa una scelta a favore di sicurezza: il modulo elastico reale sarebbe sicuramente maggiore di quello assunto e al crescere del modulo elastico del solaio aumenta C_s e pertanto diminuisce **p**.

In conclusione, si riporta la verifica di decompressione di una singola barra di diametro 42 mm:

$$F_{p,cd} = 0,7 \cdot \frac{f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M7}} = 316,38 \text{ kN} > F_{sd} = 93,75 \text{ kN}$$

la quale risulta verificata con un coefficiente di sicurezza pari a 3,4.

6. STUDIO ISOLATORI ELASTOMERICI

Gli isolatori sismici si dividono in due macrocategorie:

- gli isolatori elastomerici,
- gli isolatori a scorrimento.

In questo capitolo si tratteranno solo gli isolatori elastomerici.

Gli isolatori elastomerici sono dei dispositivi di appoggio costituiti da strati alternati di acciaio e di elastomero che sono collegati mediante il processo di *vulcanizzazione* (la vulcanizzazione è un processo chimico di lavorazione della gomma con la quale viene **umentata l'elasticità e la resistenza a trazione, oltre alla soppressione di proprietà negative quali l'abrasività e la appiccicosità**). Sono caratterizzati da una ridotta **rigidezza orizzontale, un'elevata rigidezza verticale e un'opportuna capacità dissipativa**. Queste caratteristiche permettono di aumentare il periodo proprio della struttura, di sostenere i carichi verticali senza cedimenti apprezzabili e di contenere lo spostamento orizzontale della struttura isolata. Solitamente i dispositivi sono a pianta circolare con due piastre alle **estremità che permettono l'aggancio del dispositivo** (vedi **Fig.6.1**).

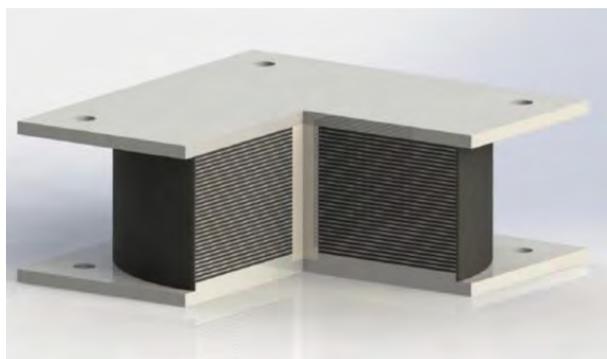


Fig.6.1, Isolatore elastomerico.

Le piastre di acciaio che compongono l'isolatore elastomerico devono essere conformi alla CNR 10018 con spessore minimo: pari a 2mm per le piastre interne e a 20mm per le piastre esterne.

I parametri fondamentali per caratterizzare la rigidezza verticale e orizzontale sono:

- le caratteristiche geometriche (diametro, spessore dei singoli strati, ecc.),
- le caratteristiche meccaniche dell'elastomero.

6.1. Aspetti Normativi

La normativa di riferimento per gli isolatori è la UNIEN 15129-2009_EEI, oltre alla normativa sismica italiana D.M. 14/01/2008 e Circolare 02/02/2009.

6.1.1. Validazione dei dispositivi antisismici

Si riporta di seguito un estratto tratto dalla UNIEN 15129-2009_EEI Scap.4.6.

Ogni tipo di dispositivo deve essere soggetto ad un procedimento di validazione tecnica, che deve includere gli elementi che comprovano che il dispositivo è conforme ai suoi requisiti funzionali. Si deve provare che il dispositivo resterà funzionante nel suo campo di utilizzo, inclusa la **condizione sismica, per l'intera vita di servizio**. Essa deve includere almeno quanto segue:

- una descrizione degli intervalli dei parametri pertinenti per tipo di dispositivo in considerazione trattati dalla procedura di validazione;
- un metodo per **valutare l'attesa vita utile di servizio**;
- la prova della capacità del dispositivo di funzionare in maniera affidabile e stabile durante la sua vita utile di servizio;
- i valori delle caratteristiche meccaniche del dispositivo;
- **l'intervallo di condizioni ambientali ammissibili**;
- **la descrizione del comportamento oltre l'azione sismica di progetto per determinare i valori di γ_m** ;
- **la descrizione delle leggi costitutive adatte all'analisi**;
- un modello costitutivo che descriva il funzionamento del dispositivo nelle differenti condizioni di utilizzo, includendo tutte le combinazioni di azioni come definite nella EN 1990, rappresentative dei fenomeni fisici previsti durante la sua vita, in particolare durante i movimenti sismici;¹
- prove di tipo, come richiesto al punto 10, che contemplino i previsti intervalli di utilizzo dei parametri pertinenti.

¹ Si dovrebbe tener conto dell'influenza dell'interazione con gli elementi strutturali adiacenti.

Si deve presentare un fascicolo sulla validazione del dispositivo, che includa tutti gli elementi raccolti durante la procedura di validazione. Questo deve comprendere almeno una descrizione del dispositivo ed un elenco delle sue caratteristiche, del suo campo di applicazione, delle sue leggi costitutive, del suo modello analitico nel caso sia incluso in un modello strutturale e dei relativi dettagli. Deve anche includere tutte le informazioni relative alle caratteristiche e tolleranze geometriche, fisiche, biologiche, chimiche e meccaniche.

Nei prossimi paragrafi si scende più sul dettaglio e si sono riportate delle limitazioni tratte dalla UNIEN 15129-2009_EEI §cap.8.2, dall'EC8-parte1-edifici-cap.10 e sempre EC8-parte2-ponti-cap.7-isolamento sismico.

Si riporta una tabella riassuntiva delle prove sull'elastomero delle UNIEN15129-2009_EEI se si desidera controllare nei vari sotto-capitoli dell'8.2:

Prova	Referenza del requisito
Variazione del modulo di taglio e smorzamento con:	
Ampiezza di deformazione	8.2.2.1.3.2
Frequenza	8.2.2.1.3.3
Temperatura	8.2.2.1.3.4
Invecchiamento	8.2.2.1.3.5
Cicli ripetuti	8.2.2.1.3.6
Prova di adesione sotto taglio:	
Non invecchiato	8.2.2.1.4.1
Invecchiato	8.2.2.1.4.2
Cristallizzazione a bassa temperatura	8.2.2.1.5
Crescita lenta delle fessure	8.2.2.1.6

6.1.2. Verifica SLU degli isolatori elastomerici

1) Verifica di taglio massima degli isolatori

La deformazione di taglio massima dell'elastomero è $\gamma_s < 200\%$; mentre la deformazione massima di taglio nelle prove di qualificazione relative all'efficacia dell'aderenza tra elastomero e acciaio è pari a γ^* . La condizione da soddisfare è la seguente:

$$\gamma_s \leq \gamma^*/1,5 \leq 2$$

2) Tensione negli inserti in acciaio

La tensione σ_s agente nella generica piastra in acciaio deve risultare inferiore alla tensione di snervamento dell'acciaio f_{yk} :

$$\sigma_s = 1,3 V \frac{t_1 + t_2}{A_r t_s} < f_{yk}$$

dove:

V è lo sforzo normale massimo;

A_r è l'area ridotta efficace dell'isolatore;

t_1, t_2 sono gli spessori dei due strati di elastomero direttamente a contatto con la piastra;

t_s è lo spessore della piastra ($t_s \geq 2 \text{ mm}$).

3) Instabilità

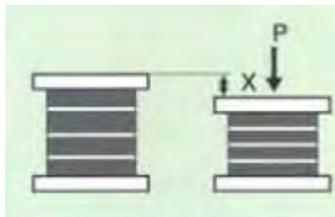
Il carico massimo verticale agente sul singolo isolatore deve essere inferiore al carico critico diviso un coefficiente di sicurezza:

$$V < \frac{V_{cr}}{2,5}$$

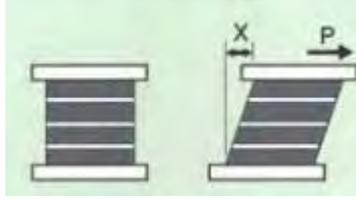
6.1.3. Prove di qualificazione su dispositivi elastomerici

Le prove devono essere effettuate su almeno 4 dispositivi (con rapporti di scala compresi tra 0,5 e 2, fattore di forma primario S1, fattore di forma secondario S2), 2 prove senza invecchiamento e 2 per le prove con invecchiamento, a temperatura di $23 \pm 3^\circ\text{C}$ e non meno di due giorni di distanza dalla vulcanizzazione (Scap.8.2.2.1.3.4).

- 1) Determinazione statica della rigidezza a compressione tra il 30% e il 100% del carico verticale di progetto in presenza di sisma.



- 2) Determinazione statica, sotto compressione costante e pari a 6MPa , del modulo statico di taglio G , definito come il modulo secante tra le deformazioni di taglio corrispondenti agli spostamenti $0,27t_e$ e $0,58t_e$ (dove t_e è la somma dello spessore dei singoli strati di elastomero).



- 3) Determinazione dinamica, sotto compressione costante pari a **6MPa**, del modulo dinamico di taglio G_{din} e dello smorzamento ξ mediante prove cicliche sinusoidali alla frequenza di 0,5Hz e in corrispondenza del 3° cicli, valutando $G_{din} = \frac{F t_e}{A d}$ come modulo secante in corrispondenza di $\frac{d}{t_e} = 1$
- 4) Effetto dello scorrimento (**creep**) (§cap.8.2.1.2.10): determinazione delle caratteristiche di creep mediante prove di compressione sotto carico costante e pari a V, della durata almeno di 7 giorni. La deformazione verticale per creep deve essere inferiore al 20% della deformazione statica sotto il carico V.
- 5) Determinazione delle curve $G - \gamma$ e $\xi - \gamma$ mediante prove dinamiche cicliche per valori di γ pari a: **0,05 – 0,3 – 0,5 – 0,7 – 1 – 2** effettuando almeno 5 cicli per ciascuna ampiezza (§cap.8.2.1.2.2).
- 6) **Valutazione di efficacia dell'aderenza elastomero-acciaio**, effettuata sottoponendo l'isolatore ad una deformazione $\gamma \geq 2,5$, sotto compressione costante e pari a **6MPa**.

6.1.4. Prove di Accettazione sui Dispositivi

Le prove di accettazione sui dispositivi si ritengono superate se il modulo statico G non differisce da quello delle prove di qualificazione di oltre il $\pm 10\%$.

Le prove di accettazione devono essere effettuare su almeno il 20% dei dispositivi e comunque non meno di 4.

- 1) Misura della **geometria** esterna che deve rispettare le tolleranze prescritte dalla CNR10018.
- 2) Determinazione statica della **rigidezza verticale** tra il 30% e il 100% del carico V.
- 3) Determinazione statica del **modulo G** con le modalità specificate per le prove di qualificazione.

- 4) Valutazione di efficacia **dell'aderenza** elastomero-acciaio, con le modalità specificate per le prove di qualificazione, ma adottando per la deformazione (γ) il valore corrispondente allo spostamento ***d2***.

7. MACCHINA PER PROVE DINAMICHE

I capitoli seguenti trattano lo studio e la modellazione preliminare di un nuovo portale per compiere prove su isolatori sismici. Il portale è formato: da un attuatore orizzontale che esercita una forza massima di $500kN$, che dovrebbe simulare l'evento sismico, e da tre martinetti posti verticalmente che forniscono una forza totale di $2500kN$ (è la forza necessaria per imprimere una pressione di $6MPa$ su un provino quadrato di dimensioni $650mm \times 650mm$ o su un provino cilindrico di diametro massimo di $730mm$), che simula il carico verticale dovuto alla struttura soprastante. L'installazione del portale è prevista nel Laboratorio Universitario di via Poleni, allo scopo di testare e certificare isolatori elastomerici.



Fig.7.1, Attuatore dal 500kN.

Il portale ha lo scopo di comprovare e nel caso confermare i dati forniti dalla ditta produttrice. I principali parametri di controllo sono lo spostamento orizzontale di progetto (a causa del carico sismico) e lo spostamento orizzontale massimo, **sottoponendo l'isolatore**: al massimo carico verticale e al massimo carico orizzontale (vedi UNIEN 15129-2009_EEI §cap.8.2). Per fare ciò è necessaria una struttura di **riscontro per l'attuatore**, che non ostacoli il **libero movimento dell'isolatore sismico**, ma che permetta la trasmissione sia delle forze orizzontali sia delle forze verticali.

Tenendo in considerazione che il provino deve essere libero di deformarsi, senza però compiere rotazioni, che farebbero perdere **l'orizzontalità della forza dell'attuatore**. Proprio per soddisfare queste necessità **e con l'aggiunta** di garantire che i carichi siano inerziali con il provino, si è ipotizzato di usare dei pattini: di tipo statico per permettere la traslazione verticale e di tipo dinamico per consentire lo spostamento **orizzontale di uno dei due piatti dell'isolatore elastomerico**.

Il doppio vantaggio delle guide su rotaia verticali (i.e. i pattini statici) è che oltre a consentire lo scorrimento verticale del provino, permettendo così ai martinetti di aderire al provino anche dopo la sua deformazione assiale (oltre che orizzontale), **garantiscono l'incastro, cioè evitano la rotazione del provino che nascerebbe a causa della non simmetria di spinta dovuta all'attuatore**.

I criteri principali che sono stati alla base della progettazione sono:

- la deformabilità, la struttura di riscontro non può compiere deformazioni orizzontali superiori al **decimo di millimetro a causa della presenza di "pattini"** (guide a rulli su rotaia) che hanno tolleranze ammissibili, per errori di **parallelismo, dell'ordine del decimo** di millimetro ($\pm 10 \mu m$);
- lo spostamento **massimo dell'attuatore**, il quale ha uno scarto di ± 300 mm e quindi non permette di testare isolatori elastomerici con capacità deformative superiori (vedi "Requisiti prestazionali degli isolatori" **UNIEN15129 §cap.8.2.1.2**);
- la capacità del portale di essere un elemento auto-riscontrante, il portale deve lavorare senza utilizzare il solaio, su cui poggia, come riscontro se non come supporto per contrastarne il peso proprio (**cioè il "ciclo delle forze" deve essere chiuso all'interno della struttura, in modo da essere indipendente dall'appoggio**).

7.1. Proposte progettuali

Come in ogni progetto, la prima fase consiste nel lasciare la mente a briglie sciolte per ideare una struttura, nel caso in esame deve essere in grado di **contrastare la spinta dell'attuatore e in grado di far scorrere l'isolatore orizzontalmente**; in base poi alle varie ipotesi costruttive si valuta la fattibilità di realizzazione e quale tra queste risponde meglio ai criteri di progettazione sopra citati.

Si presentano di seguito tre delle proposte progettuali.

7.1.1. Prima Proposta

La prima proposta prevede un portale di riscontro formato da quattro colonne, collegate in sommità da una piastra, che per mezzo di una guida dinamica è collegata sopra all'isolatore. Al centro delle colonne, incastrata per mezzo di pattini verticali (pattini statici), vi è una struttura scatolare di supporto all'**isolatore sismico** e che contiene tre martinetti, i **quali generano la forza verticale**. L'**attuatore** che sviluppa la forza orizzontale, collegato per mezzo di snodi sferici alla piastra superiore dell'isolatore, è **contrastato all'altra estremità** da una trave reticolare che poggia a terra e che riporta così le forze alla base delle colonne. In questo modo il ciclo delle forze si chiude nel portale senza la necessità di scaricare a terra le tensioni derivanti dal lavoro dell'attuatore.

Si riporta di seguito un'immagine esemplificativa:

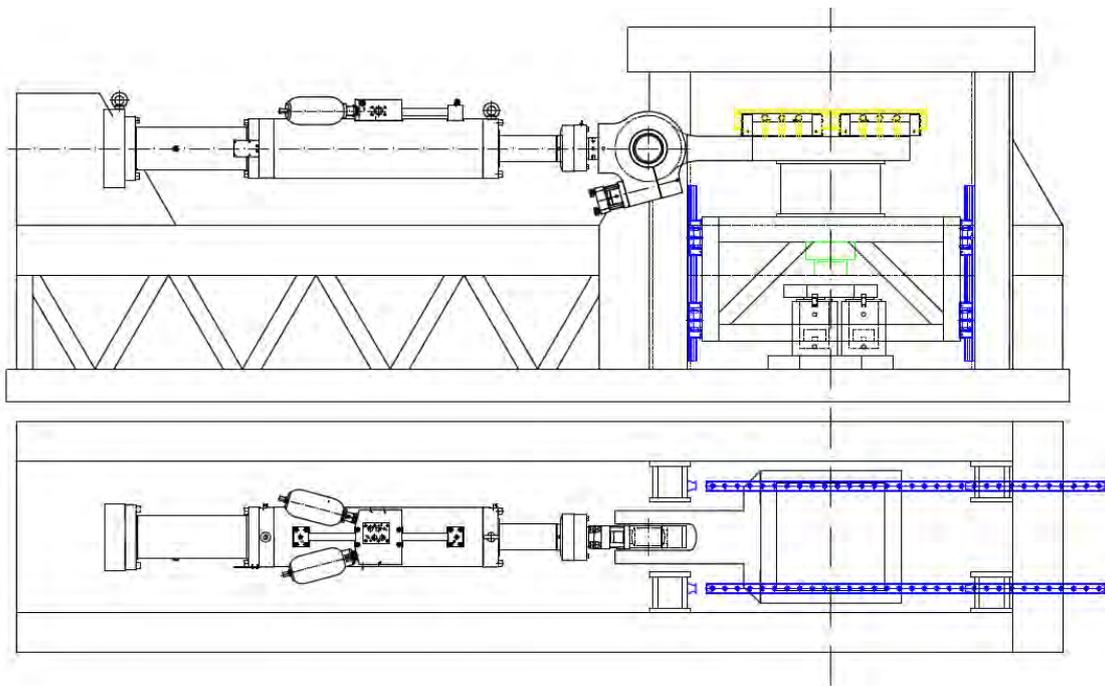


Fig.7.2, Pianta e sezione centrale della prima proposta per il portale degli isolatori.

Come si vede in **Fig.7.2** si sono evidenziati con colori diversi alcuni elementi chiave: in blu sono rappresentate le guide statiche, in giallo le guide dinamiche e in verde la cella di carico dei martinetti.

I martinetti che generano una forza complessiva di 2500kN, che si ripartisce sulla **superficie dell'isolatore** con una pressione di 6MPa, sono in realtà tre e sono disposti come si vede nella figura a lato (dove con il colore verde è rappresentata la cella di carico, la vista è dal basso verso l'alto).

È da notare la sezione delle colonne, si è scelta una sezione chiusa e scatolare, viste le migliori caratteristiche inerziali di una sezione chiusa rispetto ad una aperta (già indagate nel portale a fatica); considerando le elevate sollecitazioni che dovranno sopportare le colonne.

Le guide verticali (segnate in blu nel disegno tratto da AutoCAD) oltre a svolgere il ruolo di carrello, permettendo la traslazione verticale, hanno lo scopo di impedire **qualsiasi rotazione dell'elemento scatolare che contiene i martinetti. Rotazione che nasce dal fatto che la forza orizzontale, che trova riscontro circa a metà altezza delle colonne, ha una contropartita di forza (uguale e opposta a quella dell'attuatore) più o meno alla base della colonna.** Tutto questo causa la formazione di un momento, che deve essere contrastato ancora una volta dalle colonne, le quali oltre tutto devono rispettare dei limiti di deformazione orizzontale molto rigidi (massima deformazione orizzontale pari a un decimo di millimetro) a causa della sensibilità dei pattini.

7.1.2. Seconda Proposta

La seconda proposta **nasce proprio da quest'ultimo problema, ossia dalla necessità di sgravare le colonne dalle sollecitazioni M e T che le inducono a deformazioni elevate.** Si propone di sostituire le guide verticali con due lunghe bielle poste sopra **l'attuatore**, che in questo caso si trova quasi rasente terra. In questo modo si riduce al minimo il braccio **delle forze, dovuto dalla distanza tra l'attuatore e il rispettivo riscontro**, e si garantisce comunque alla struttura di seguire le deformazioni che **nascono nell'isolatore.**

La struttura è stata pensata con quattro colonne, molto più snelle del caso precedente, visto che servono solo da riscontro ai tre martinetti. Il collegamento tra le colonne è realizzato tramite due travi poste in sommità delle colonne in direzione **ortogonale alla spinta dell'attuatore e una terza trave parallela all'attuatore** che collega in mezzera le due travi, su questa riscontrano i martinetti (vedi pianta in **Fig.7.3**). Al centro delle colonne **c'è una torre con alla base delle guide scorrevoli in grado di traslare orizzontalmente, poi un supporto indeformabile (al quale si collega l'attuatore) con sopra l'isolatore; al di sopra dell'isolatore un elemento scatolare molto rigido, al quale sono collegate le bielle, e in fine sopra di tutto i tre martinetti con la loro cella di carico.** Le bielle, oltre ad avere il compito di seguire le traslazioni verticali, **fungono da riscontro per l'attuatore, che anziché scaricare le tensioni sulle colonne (come nella struttura precedente) chiudono l'andamento delle forze ed impediscono rotazioni della scatola in sommità all'isolatore.**

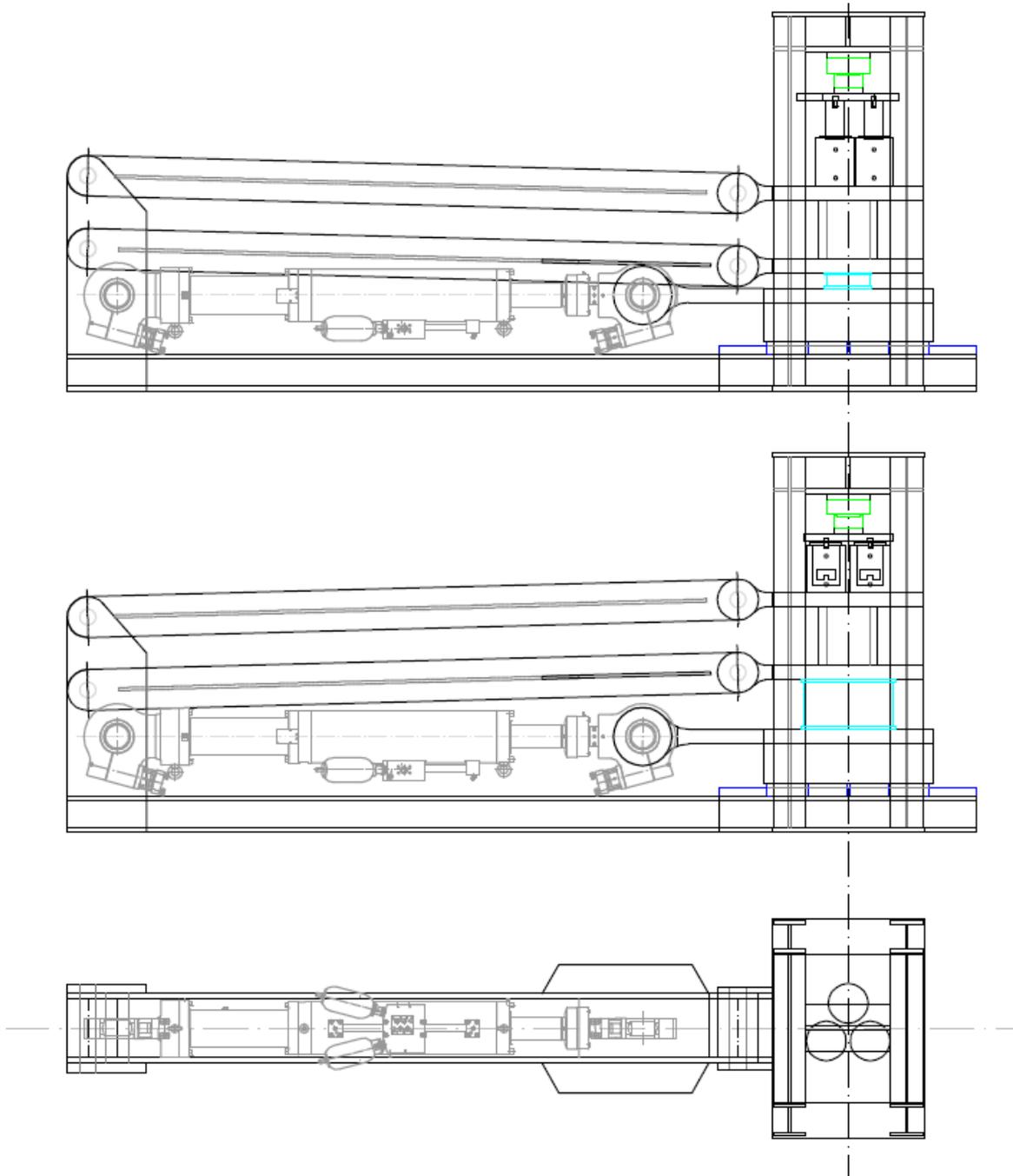


Fig.7.3,Pianta e due sezioni con le posizioni estreme delle bielle, cioè per i test dell'isolatore max e min.

Come si vede nell'immagine soprastante si sono evidenziati con i colori: le guide dinamiche alla base del portale (in blu), l'isolatore sismico (in azzurro) e le celle di carico dei martinetti (in verde). Sono riportate due sezioni identiche ma una in configurazione per isolatori molto bassi e l'altra per i massimi isolatori testabili dalla struttura; in entrambe le configurazioni, l'angolo delle bielle rispetto l'orizzontale è contenuto (qualche grado), questo fa sì che non vi sia un'eccessiva scomposizione di forze a sfavore delle colonne.

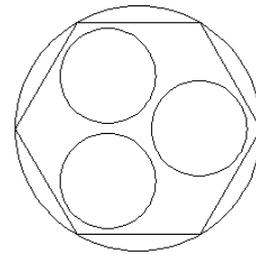


Fig.7.4, Disposizione dei martinetti.

La posizione dei tre martinetti è un po' diversa rispetto al caso precedente, si riporta a lato un'immagine di questo dettaglio.

Il principale vantaggio di questa proposta è di scaricare le colonne da un eccessivo grado di sollecitazione, trasportando gran parte delle forze sulle due bielle; infatti, come si vede in **Fig.7.3** in questo caso probabilmente basterebbero delle sezioni aperte di tipo HE per le colonne, visto che risultano sollecitate solo a trazione per via dei martinetti.

7.1.3. Terza Proposta

La terza proposta è una rivisitazione della prima, l'idea è di specchiare l'ordine degli oggetti posti in centro alle colonne, ossia disporre più in basso possibile l'attuatore, al di sopra l'isolatore e in sommità i tre martinetti. In questo modo si riduce il braccio delle forze e quindi diminuisce il momento che deve sopportare ogni singola colonna. Ma si mantiene inalterata la struttura di: colonne, piastra superiore e trave reticolare di riscontro dell'attuatore.

7.1.4. Conclusione

Tra le varie proposte fatte, si è scelto di sviluppare la prima, con alcune modifiche:

- l'attuatore si è preso con entrambi gli snodi sferici e non incastrato ad una estremità, come invece si vede nella prima proposta;
- la scatola rigida contenente i martinetti si è assunta di una forma un po' diversa;

- la piastra in sommità alle colonne è stata sostituita con un insieme di travi incrociate tra loro, che formano quasi un graticcio di travi;
- le colonne anziché scatolari si sono realizzare con una sezione aperta HEM chiusa da due piastre saldate alle ali.

Si riportano in **Appendice B** gli elaborati grafici.

7.2. Modello agli Elementi Finiti

Come si vedrà dai modelli riportati di seguito, si è studiata solo la parte destra di portale, lasciando a considerazioni future, che si studieranno in un secondo momento, la struttura di riscontro a sinistra, poiché non presenta grossi problemi dal punto di vista costruttivo.

Si riportano alcuni modelli di prova che **si sono sviluppati per avere un'idea** delle deformazioni orizzontali delle colonne e un ordine di grandezza delle tensioni, che nascono sugli elementi.

7.2.1. Primo Modello

Il primo modello di prova si è realizzato completamente con elementi trave (beam), anche per pezzi che sono più assimilabili a delle piastre piuttosto che a delle travi. **L'isolatore elastomerico** invece si è rappresentato con un elemento bidimensionale chiamato spring-damper (i.e. una combinazione di una molla e uno smorzatore), in grado di simulare il comportamento di un elemento elastomerico scegliendo una combinazione di parametri tra cui la rigidezza assiale, la rigidezza tagliante e la rigidezza torsionale. Si sono rappresentati solo i carrelli orizzontali, e non quelli verticali, poiché si è ipotizzato che **la "scatola" contenente i martinetti** fosse un elemento infinitamente rigido; per simulare i carrelli si sono adottati dei rigid link bloccati nel piano y-z, **ma liberi di scorrere lungo l'asse x, essi sono collegati alle travi** soprastanti e sotto alla piastra dell'isolatore. **Infine il carico dell'attuatore si è modellato come un carico concentrato applicato alla piastra superiore dell'isolatore.**

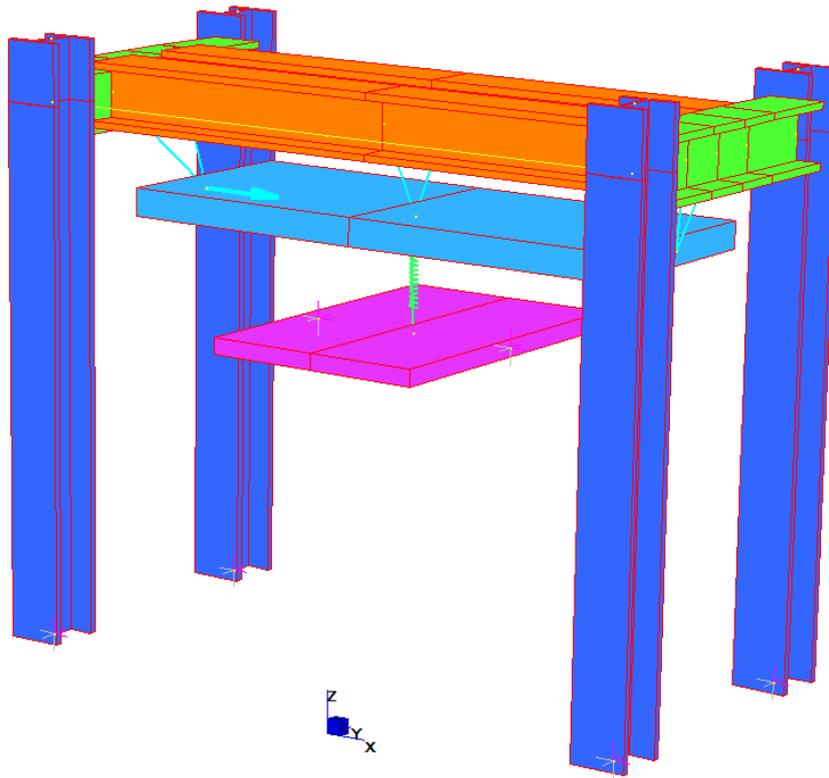


Fig.7.5, Portale a beam, vista solida.

Le colonne in realtà non sono incastrate al suolo ma semplicemente appoggiate, poiché si desidera realizzare un portale auto-riscontrante, ma in prima approssimazione, per evitare la labilità del modello, si sono fissate al suolo (come si vedrà in seguito, si possono adottare dei point-contact per realizzare questo collegamento in modo più verosimile).

Con questo modello si è avuta un'idea delle sollecitazioni **M**, **N** e **T** delle colonne e delle travi, però oltre a dare una visione spaziale degli elementi, questo modello non è adatto per dare indicazioni sulla deformabilità e sulle tensioni. Inoltre manca la **modellazione dell'elemento scatolare che contiene i martinetti** e le rispettive guide verticali che lo collegano alle colonne.

7.2.2. Secondo Modello

Con un secondo modello si è deciso di meglio rappresentare l'elemento centrale del portale e si è realizzato un modello misto beam e plate. Con i beam si sono realizzate le colonne e con i plate la piastra che collega in sommità tutte le colonne. Per semplicità non si è considerata la forza verticale sviluppata dai martinetti, ma

solo quella orizzontale dell'attuatore (dato che la struttura non soffrirà a causa del carico statico verticale, ma bensì del carico dinamico orizzontale). A differenza del primo modello in questo si è rappresentato l'elemento scatolare che sta al centro delle colonne, dal momento che si può considerare come un elemento rigido che contiene i martinetti, si è modellato come un parallelepipedo di rigid link con al centro una stella di rigid link, in cui si è riportata la forza dell'attuatore e il momento che ne è derivato dalla ricollocazione della forza orizzontale.

Spostamenti:

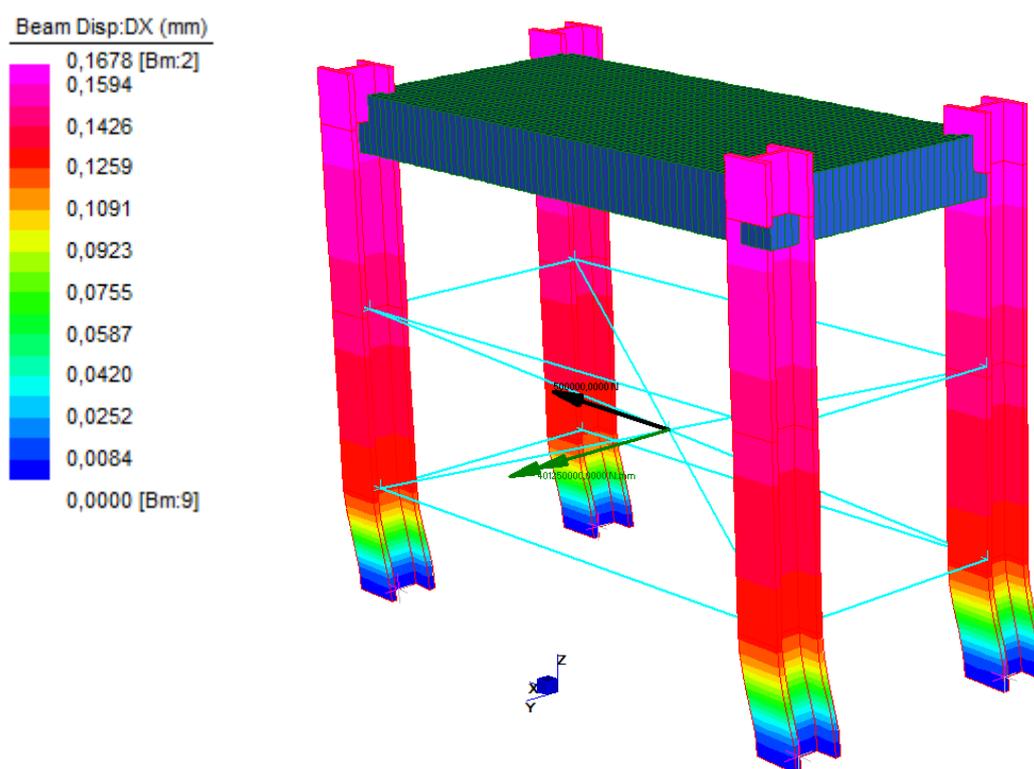


Fig.7.6, Contouring degli spostamenti DX, nella direzione di spinta dell'attuatore.

Come si vede dalla figura soprastante lo spostamento massimo si ha in direzione X (direzione della forza dell'attuatore) ed è pari a **0,168 mm**, valore non lontano dal limite concesso dalle guide che è del decimo di millimetro. Anche se non si dovrebbe considerare lo spostamento massimo delle colonne bensì quello relativo tra gli agganci delle guide (tale deformazione però non si coglie in questo modello a causa del fatto che l'elemento centrale è stato modellato con dei rigid link).

Un ulteriore limitazione è che anche in questo modello le colonne sono fissate al pavimento.

7.2.3. Terzo Modello

Si è optato infine per realizzare tutto il modello con elementi plate, per meglio cogliere le tensioni e le deformazioni di travi, piastre e colonne. In questo modo si sono potuti rappresentare meglio anche i collegamenti come quello con il solaio (per mezzo dei point contact) e più in generale tutti i collegamenti trave-colonna, piastra-colonna e trave-trave.

Vista la simmetria in pianta del portale, per rendere più veloce la convergenza del solutore, si è modellata **solo metà struttura, inserendo lungo l'asse di simmetria** dei vincoli di simmetria. Scegliere di sfruttare la simmetria porta dei vantaggi ovvi (di tempo per chi costruisce il modello) ma non solo. Dal momento che si sono utilizzati dei point contact si ha bisogno che la velocità di convergenza del solutore non lineare sia massima e avendo solo metà struttura da risolvere dal punto di vista pratico non si perde di precisione e dal punto di vista computazionale si sfrutta a pieno le potenzialità del FEM.

Per rappresentare l'appoggio della struttura al solaio del laboratorio si sono adottati dei *point contact* di tipo *normal* (i quali reagiscono a compressione ma non a trazione) e si è prevista una rigidità iniziale di $10^6 N/mm$ e un coefficiente d'attrito tra le due superfici di 0,45. Si è riportato a lato il particolare della connessione tramite i point contact di una trave di base e dietro della colonna con la superficie del solaio (rappresentata dai vincoli di incastro).

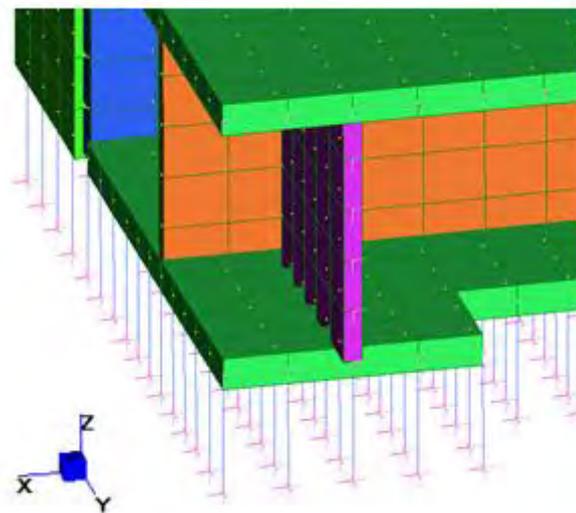


Fig.7.7, Particolare del vincolo di base del portale per gli isolatori.

Su questo nuovo modello si sono rappresentate le guide scorrevoli, sia orizzontali sia verticali, per mezzo di rigid link: nel caso delle guide orizzontali si è permesso ai rigid link di scorrere liberamente in direzione X; per le guide verticali si sono usati dei rigid link liberi di scorrere in direzione Z. Sempre con un fascio di rigid link si è modellato anche l'isolatore sismico, per questo però si sono adottati rigid link rigidi lungo tutti e tre gli assi.

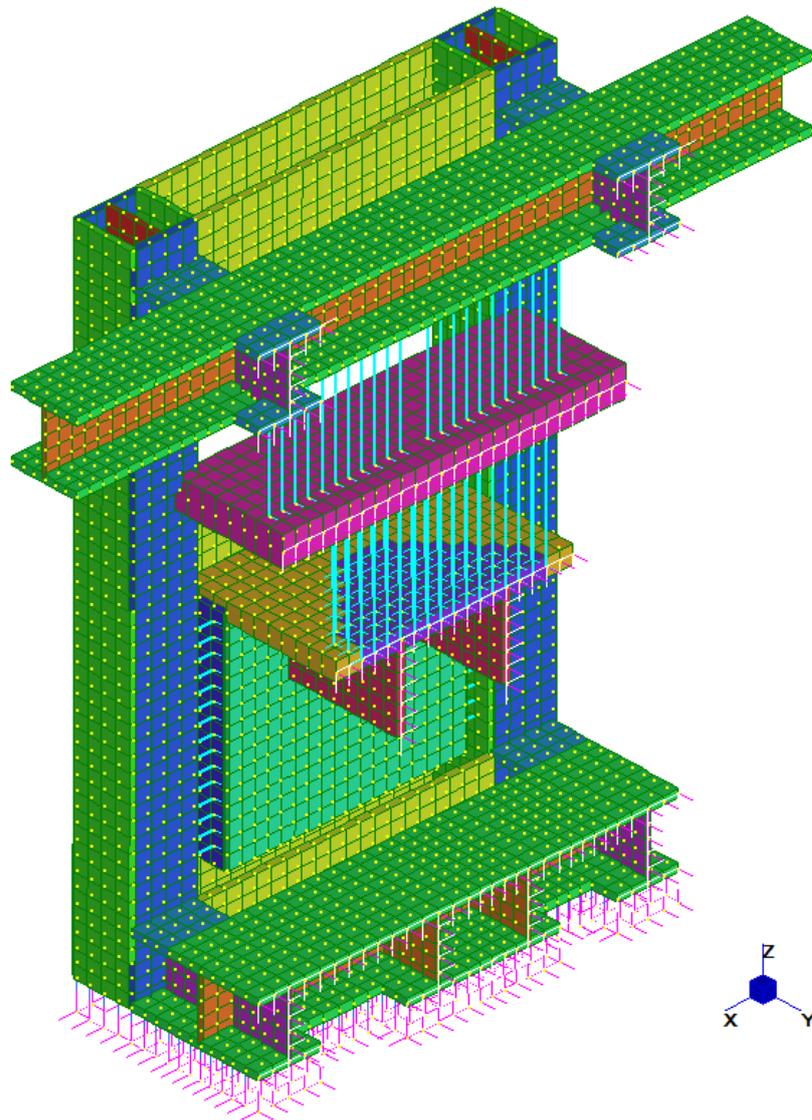


Fig.7.8, Portale modellato a plate, vista in modalità solida.

Attraverso un'analisi lineare statica, combinando il peso proprio della struttura e il carico dell'attuatore, si è risolto il modello e come segue si faranno delle considerazioni su tensioni e deformazioni; tenendo a mente che il portale in esame è frutto di un predimensionamento e non è stato oggetto di verifiche.

Spostamenti:

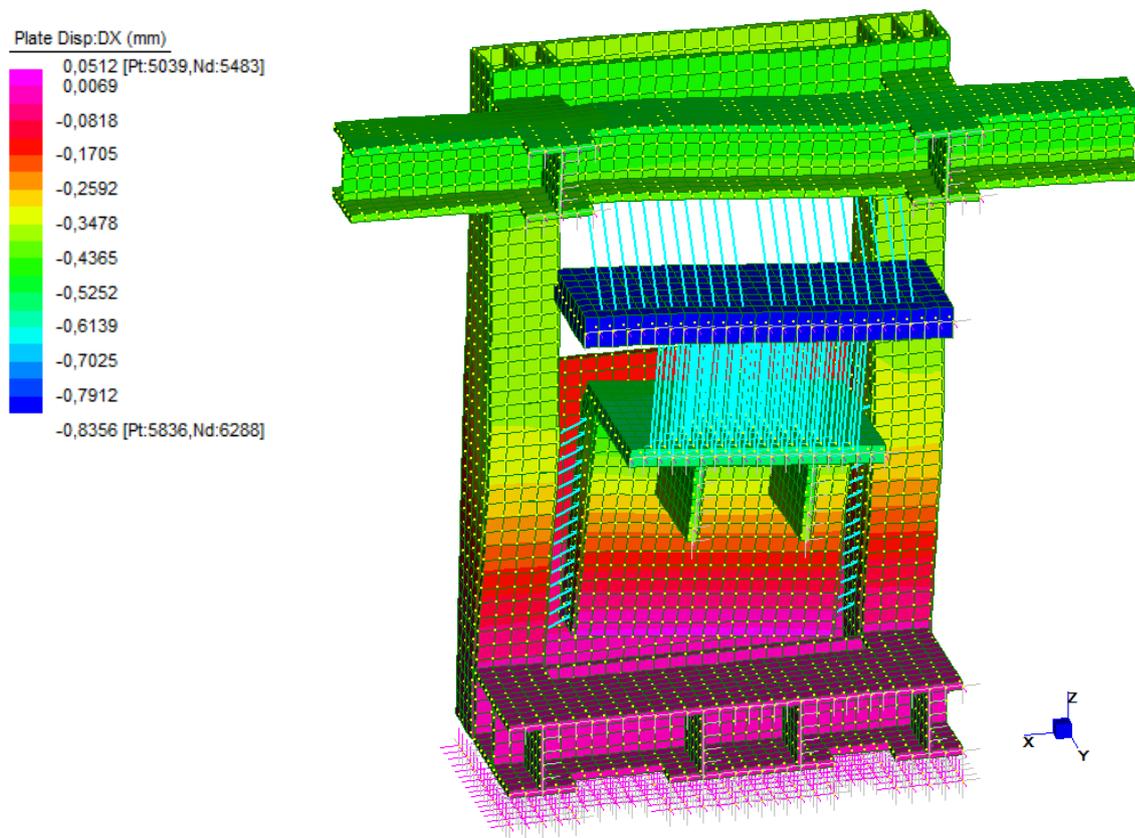


Fig.7.9, Contouring degli spostamenti DX del modello plate del portale per gli isolatori.

Come si vede in **Fig.7.9** avviene una rotazione della struttura scatolare che collega l'isolatore sismico con le colonne, ciò è dovuto al fatto che si dovrebbero rivedere le dimensioni delle colonne ed aumentare la loro rigidità in modo che diminuisca la loro deformazione che causa la rotazione; comunque si tratta di una rotazione minima il Δz misurato da un estremo all'altro della "scatola" è pari a **0,14 mm**, però si dovrebbero fare delle considerazioni circa questo valore, in base alle tolleranze permesse dalle guide. **L'altra deformazione da considerare**, affinché si possano usare delle guide a rulli su rotaia (che come detto in precedenza richiedono dei requisiti stringenti di deformabilità), è principalmente il Δx che intercorre tra la base e la sommità della guida. Grazie allo strumento peek di Struas si è misurato nel modello il Δx e il Δy in corrispondenza ai nodi dei rigid link della colonna e valgono rispettivamente:

$$\Delta x = 0,38 \text{ mm} ; \Delta y = 0,07 \text{ mm}$$

Considerando che le **guide hanno tolleranze dell'ordine del decimo di millimetro** ($\pm 10 \mu m$) $0,38mm$ è un valore non ammissibile, quindi si devono rivedere gli spessori delle piastre e la sezione della colonna, per rendere la struttura più rigida.

Non è del tutto corretto modellare le guide con dei semplici rigid link poiché essi trasmettono le tensioni in modo puntiforme, cosa non molto realistica, poiché la guida possiede una sua geometria e quindi permette una certa diffusione; questo stesso commento sorge spontaneo osservando il Contouring delle tensioni che evidenzia una tensione elevata concentrata nel nodo di contatto plate-rigid link (vedi **Fig.7.10**).

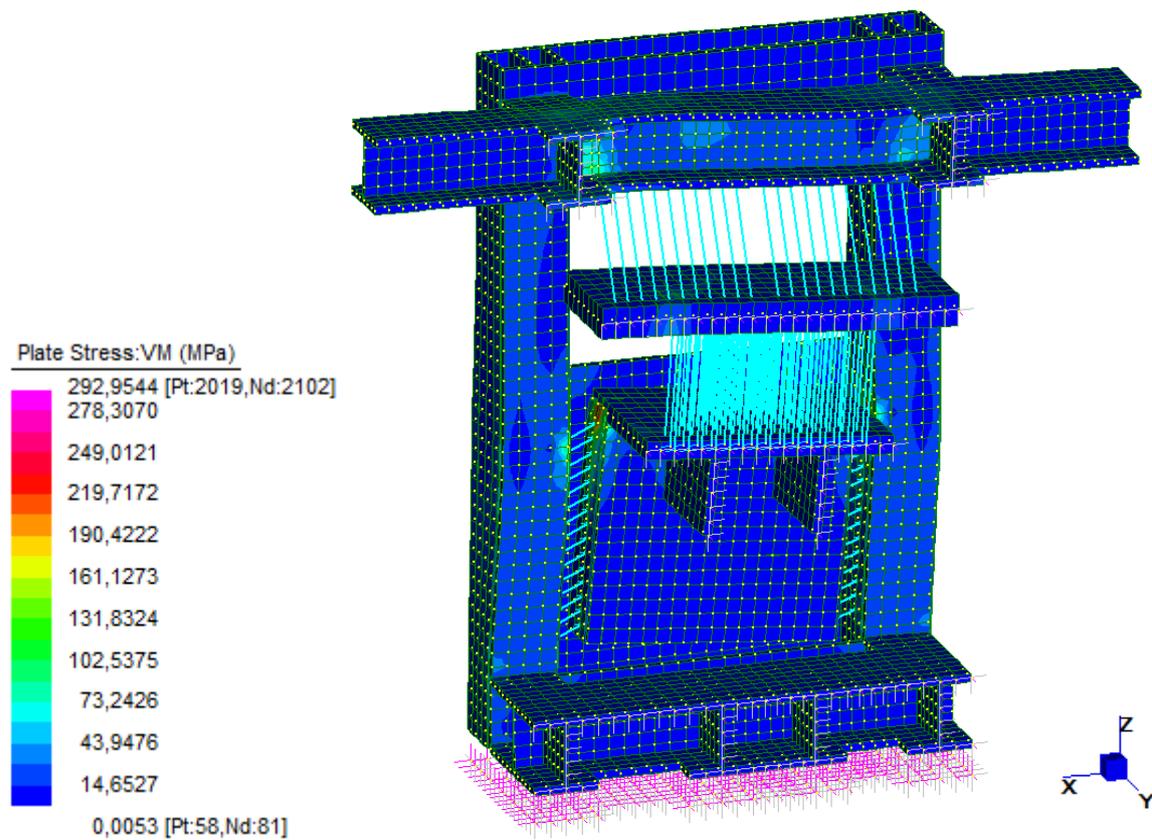


Fig.7.10, Contouring tensioni in combinazione di Von Mises.

CONCLUSIONI

L'obiettivo del lavoro svolto in quest'ultima parte della tesi è stato principalmente di ipotizzare una struttura di riscontro, per **l'attuatore orizzontale da 500kN**. Inoltre si sono predimensionati gli elementi che componevano la struttura per constatare se erano sufficientemente rigidi per rispettare il più possibile i limiti imposti dalle guide su rotaia. Grazie ai modelli si sono potuti individuare i punti critici della struttura che necessitano di modifiche (come la sezione delle trave) o di una rappresentazione più accurata (come per i rigid link che ricoprono il ruolo delle guide su rotaia).

Il dimensionamento degli elementi che compongono il portale e lo svolgimento di tutto il lavoro di verifica di ogni singolo elemento è un lavoro **in corso d'opera**.

Con la presentazione di questo portale non si aveva la pretesa di compiere uno studio completo e approfondito del tema, anzi piuttosto iniziare un nuovo argomento di studio che fornisse un punto di partenza per studi più approfonditi in futuro.

APPENDICE A

APPENDICE B

BIBLIOGRAFIA

- A. Nussbaumer, L. Borges, L. Davaine (2011). ECCS Eurocode Design Manuals. *Fatigue Design of Steel and Composite Structures*, (1st Edition, 2011).
- B. Kuhn, M. Lukic, A. Nussbaumer, H. P. Gunther, R. Helmerich, S. Herion, M. H. Kolstein, S. Walbridge, B. Androic, O. Dijkstra, O. Bucak (2008). Background documents in support to the implementation, harmonization and further development of the Eurocodes. *Assesment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life*, (1st Edition, Feb 2008).
- B. Atzori (2001) *Appunti di Costruzioni di Macchine* (2nd Edizione, Libreria Cortina, Padova).
- P. Lazzarin (2006) *Esercizi di Costruzioni di Macchine* (Libreria Cortina, Padova).
- NTC 2008, *Norme Tecniche per le Costruzioni* (D.M. 14 Gennaio 2008).
- Circolare 2 Febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 Gennaio 2008.
- UNI EN 1993 - 1-9, Eurocodice 3, *Progettazione delle Strutture di Acciaio, Parte 1-9: Fatica*, (Edizione, Maggio 2005).
- UNI ENV 1993 – 2, Eurocodice 3, *Progettazione delle Strutture di Acciaio, Parte 2: Ponti di Acciaio* (Edizione , Ottobre 1997).
- UNI EN 15129 – 2009 - EEI, *Dispositivi Antisismici* (Edizione novembre 2009, versione bilingue aprile 2012).

Pubblicazioni:

Jae-Myung Lee (2010) *Inter J Nav Archi Oc Engng*

Tigre.dim.unipd.it/fatigueteam/FatigueTeam/lucidicostrfatica1_0809prot.pdf

Università di Padova, Ingegneria Meccanica, Professor Nicola Petrone- Corso di Macchine.

SITI WEB

<http://www.ndt.net/article/aipnd2011/files/IDN62-iacoviello.pdf> (ultimo accesso: 02/02/2014) Università di Roma la Sapienza, *Rotture per Fatica: due Secoli di Studi*.

www.fipindustriale.it (ultimo accesso 01/04/2014) Produttori di isolatori elastomerici.

www.ordineingegneri.bergamo.it (ultimo accesso 01/04/2014) Corso di aggiornamento professionale Dott. Ing. Giulio Pandini, *Ingegneria e sicurezza sismica*.