

STRUTTURE AUTOPORTANTI IN ACCIAIO CORRUGATO

MANUALE DI ANALISI E APPROFONDIMENTO DEI METODI DI CALCOLO AISI, CHBDC e SDM

Indice

Introduzione Generale	2
1 I materiali e la durabilità di queste strutture	4
Si è deciso di dedicare un intero capitolo ai materiali impiegati per la realizzazione di questi manufatti.	4
1.1 Materiali per la realizzazione del manufatto	4
1.2 Materiali per la protezione del manufatto e normativa	4
2 Panoramica dei metodi di calcolo trattati	4
2.1 Metodo di calcolo AISI	4
2.1.1 Minimum Cover	5
2.1.2 Selezione del livello di compattazione che si dovrà ottenere a livello del terreno di ricoprimento	6
2.1.3 Calcolo del livello di compressione	6
2.2 Metodo di calcolo SVEDESE – Swedish Design Method (SDM)	9
2.2.1 Introduzione	9
2.2.2 Il metodo SDM integrato	10
2.2.3 Sviluppo del metodo SDM	11
2.2.4 Nomenclatura fondamentale per il metodo SDM	13
2.2.5 Il calcolo della struttura con il metodo SDM	13
3 Calcolo delle Combinazioni di carico	23
3.1 Modelli di Carico e relativo calcolo delle sollecitazioni	24
3.1.1 Modelli di carico e relativo calcolo delle tensioni e carichi lineari equivalenti	24
3.1.2 Modelli di carico per la verifica a Fatica	27
4 Il calcolo per la progettazione	28
5 Dettagli tecnici sulle verifiche a fatica	29
6 Gli Stati Limite, il metodo SDM e le nuove Normative applicati alle Condotte	41
6.1 Le differenti verifiche e relative formulazioni	42

7	Le condotte in Versante – problemi e aspetti teorici.....	48
8	Il Life Cycle Assessment (LCA) delle condotte in Acciaio tipo Tubosider	48
9	Bibliografia.....	48
10	Appendice A – Esempi di Calcolo	48

Lista delle Figure

FIGURA 1	5
FIGURA 2 – DIAGRAMMA DEI FATTORI DI RIDUZIONE LEGATI ALLA DENSITÀ PROCTOR (DP)	7
FIGURA 3 – VALORI DI TENSIONE AMMISSIBILE	9
FIGURA 4 – NOMENCLATURA DI UNA SEZIONE TIPO.	14
FIGURA 5	15
FIGURA 6 – DIAGRAMMA PER LA DETERMINAZIONE DEL VALORE F_H PER ALCUNI VALORI SPECIFICI	16
FIGURA 7 – TABELLA RIASSUNTIVA DERIVANTE DALL'USCS [FONTE - WIKIPEDIA]	18
FIGURA 8	25
FIGURA 9	26
FIGURA 10	27
FIGURA 11 – GRAFICO CHE RIPORTA, PER DIVERSI VALORI DI RICOPRIMENTO, L'EFFETTO DEI CARICHI SECONDO IL MODELLO LM3	28
TABELLA 1	30
FIGURA 12 – CURVE S-N PER LE TENSIONI DI RIFERIMENTO IN RELAZIONE AL NUMERO DI CICLI. I CERCHI GIALLI, RELATIVI AD UN VALORE DI CICLI PARI A 2 MILIONI (2×10^6), SONO QUELLI A CUI SI FA RIFERIMENTO PARLANDO DI "DETTAGLI COSTRUTTIVI"	32
FIGURA 13 - TABELLA 6.2 PER LA DEFINIZIONE DELLA LUNGHEZZA PER IL CALCOLO DEI FATTORI IN EQUAZIONE 44.A E 44.B	34
FIGURA 14 – IMMAGINE PRESA DIRETTAMENTE DAL SITO DI VIACON	35
FIGURA 15	36
FIGURA 16	37
TABELLA 2	38
TABELLA 3	38
FIGURA 17	40
FIGURA 18	41
TABELLA 4 – FATTORE DI IMPERFEZIONE IN RELAZIONE ALLE CURVE DI INSTABILITÀ	44
FIGURA 19 - SCHEMA DI RIPARTIZIONE DELLE TENSIONI DI COMPRESSIONE ALLA PARTE INFERIORE DELL'ANELLO. LE LINEE VERDI SONO ARTIFICI PER DIPINGERE MEGLIO IL FENOMENO: LA STRUTTURA RIDISTRIBUISCE IL CARICO IN MODO UNIFORME; LOCALMENTE SI PUÒ AVERE, IN LINEA TEORICA, LA PRESENZA DI UNA FORZA CONCENTRATA	47

Introduzione Generale

Questo manoscritto ha come scopo principale quello di raccogliere in un unico documento un'analisi ed un approfondimento su alcuni tra i metodi di calcolo utilizzati per il dimensionamento e la verifica di strutture in acciaio corrugato autoportanti.

FIGURA CONDOTTA IN ACCIAIO

I contenuti di questo manoscritto sono un'estrapolazione derivata dallo studio di diversi metodi, rielaborati ed analizzati per rendere più fruibile quanto si conosce relativamente a queste strutture. Tutto quanto contenuto in questo manuale è pubblico e o oggetto di pubblicazione su rivista scientifica di settore. Tutte le fonti sono correttamente citate con l'intento di riconoscerne la proprietà agli autori e poter dare al lettore la possibilità di approfondire.

Altre considerazioni, rielaborate e analizzate dallo stesso autore, sono da considerarsi spunti di riflessione e punti di partenza per eventuali sviluppi futuri.

I commenti tecnici e i suggerimenti presenti in questo manoscritto derivano dall'esperienza e dallo studio dell'autore nonché dal suo confronto con altri professionisti nel corso di alcuni anni di lavoro.

Il manoscritto non ha la pretesa di essere un documento in grado di esaurire l'argomento che rimane tutt'altro che semplice e conosciuto.

Molti sono gli argomenti, anche di natura trasversale a quello principale, che meritano ulteriori approfondimenti: ne è un esempio la parte idraulica che riveste un ruolo marginale nella maggior parte dei documenti teorici che trattano il calcolo di queste strutture.

Poiché il problema principale, oggi in Italia, è la mancanza di conoscenza di questa alternativa strutturale, comprovata dalla oggettiva poca diffusione del prodotto, il presente libro voglia essere visto come un punto di partenza per i professionisti che si affacciano per la prima volta a questo mondo.

Da più di 50 anni queste strutture costituiscono una valida alternativa a ponti di piccola e media luce in altro materiale (prevalentemente legno e calcestruzzo, e in alcuni casi ponti o attraversamenti in acciaio costituiti da aste a comporre le classiche travature reticolari note nel campo dell'ingegneria strutturale). Il vantaggio di queste strutture risiede principalmente nella loro leggerezza, relativa facilità di trasporto, velocità di montaggio e ridotto impatto a livello ambientale. Relativamente a questo ultimo punto ci sarà una sezione dedicata in questo manoscritto.

Negli anni la tecnica è andata affinandosi, ma in molti casi le metodologie di calcolo, in particolare per strutture a piccola e media luce, sono rimaste pressoché inalterate: certamente supportate da decenni di evidenza sperimentale e installazioni pratiche che hanno dato ottimi risultati in termini di efficienza di queste strutture. Oggi questi metodi non possono più essere considerati validi per una corretta progettazione, a meno che non vengano impiegati in una fase preliminare per un dimensionamento o calcolo di massima.

Questo libro raccoglie e discute la maggior parte dei metodi di calcolo utilizzati dall'autore a livello nazionale ed internazionale, cercando di discutere in modo lineare l'adattamento di normative tecniche a strutture che sono un unicum e possono quindi essere di fatto considerate a tutti gli effetti escluse a priori dalle specifiche opere contenute nelle normative nazionali.

L'ingegneria, la pratica e la ricerca sono qui raccolte per poter dare una visione di insieme più chiara al lettore o al progettista che si accinge a trattare questo argomento e o dovesse trovarsi coinvolto nella progettazione di una struttura di questo tipo.

Infine, è utile sottolineare come questo libro non voglia sostituirsi ad anni di esperienza e nemmeno a manuali specifici, riportati come riferimenti bibliografici, che descrivono in modo dettagliato aspetti magari qui non trattati o non approfonditi in modo specifico. D'altro canto, in questo manoscritto saranno riportate osservazioni ed elementi unici, al fine di dettagliare pratiche costruttive e suggerimenti maturate negli anni dall'esperienza di chi opera nel settore.

1 I materiali e la durabilità di queste strutture

Si è deciso di dedicare un intero capitolo ai materiali impiegati per la realizzazione di questi manufatti. Distinguiamo due macro famiglie di materiali:

- Materiali impiegati per la realizzazione del manufatto grezzo (i.e. tipologie di acciaio normalmente impiegate)
- Materiali impiegati per la protezione della struttura dall'ambiente circostante.

1.1 Materiali per la realizzazione del manufatto

[...]

1.2 Materiali per la protezione del manufatto e normativa

Zincatura

Verniciatura

2 Panoramica dei metodi di calcolo trattati

Tra tutti i metodi presenti:

- Metodo dell'anello compresso, denominato AISI
- Metodo ASTM; tale metodo tiene conto anche di aspetti legati alla resistenza della struttura all'instabilità e risulta un recepimento di quanto sviluppato con il metodo AISI
- Metodo Klopper-Glock; di cui esiste uno sviluppo tramite tabelle e grafici per il dimensionamento di strutture a grande luce (superiori ai 7.0 m) e prevede l'utilizzo di elementi in calcestruzzo armato a completamento
- Metodo Canadese (CHBDC)
- Metodo Svedese (i.e. *Swedish Design Method* – SDM); più recente e completo, comprende ed introduce gli aspetti più recenti del calcolo strutturale per questo tipo di opere.

In questo manoscritto verranno analizzati principalmente tre metodi di calcolo, quelli più diffusi o comunque ritenuti degni di nota. Si tratterà il metodo AISI, il metodo canadese CHBDC e il metodo SDM, con relativi approfondimenti in funzione delle più recenti pubblicazioni in merito.

Così elencati, i metodi elencati sono stati disposti in ordine temporale di sviluppo. Nel corso dei decenni e con l'avvento di software (SW) di calcolo strutturale agli elementi finiti, ogni metodo ha visto una naturale evoluzione. L'esperienza ha poi permesso di introdurre e mettere in pratica accortezze dettate dall'esperienza.

Esistono poi altri metodi, qui non elencati, utilizzati in altri paesi quali ad esempio Germania o Australia. I fondamenti teorici, ovviamente, rimangono gli stessi pur adottando approcci di calcolo modificati, scelte di metodologie differenti ovvero applicazione di carichi e coefficienti in uso o ritenuti più idonei alla specifica applicazione.

2.1 Metodo di calcolo AISI

Il Metodo AISI (M-AISI) è certamente il metodo di calcolo più semplice (o semplificato) e che prevede limitazioni per quanto riguarda il campo applicativo. Sviluppato in parallelo alla pratica costruttiva, questo metodo è adottabile, così com'è, alle strutture realizzate in acciaio strutturale S235JR.

Il metodo è stato sviluppato tra la fine degli anni '60 e gli inizi degli anni '70. Lo sviluppo di un metodo di calcolo di questo tipo fu finanziato dall'*American Iron and Steel Institute* (AISI) e seguito dalla Utah University. Il M-AISI fonda le sue ipotesi di calcolo sulla teoria dell'anello compresso (figura 1). Tale metodologia di calcolo oggi viene applicata a strutture con luce inferiore agli 8.00 m. In particolare, il manuale *Handbook of Steel Drainage & Highway Construction* (di seguito anche impiegato come testo di riferimento per il metodo di calcolo Canadese), pone un limite superiore di

adattabilità di questo metodo a 7.70 m. Il motivo principale di questa limitazione risiede nel diverso comportamento che queste strutture a parete sottile hanno quando superano determinate luci e la semplice compressione è solo una delle condizioni sotto le quali la struttura lavora.

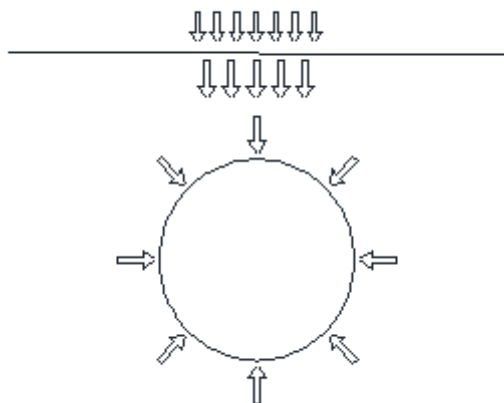


Figura 1

Il metodo è stato sviluppato al tempo delle tensioni ammissibili e solo in seguito adattato per includere anche una formulazione agli stati limite come, oggi, la maggior parte delle normative internazionali richiede.

L'algoritmo di progettazione e di verifica, basato sulla teoria dell'anello compresso, si sviluppa nel seguente modo:

- Verifica del ricoprimento. In particolare è da sottolineare come questo parametro rappresenti sempre un nodo cruciale nel dimensionamento di queste strutture. I “*non addetti ai lavori*” utilizzano questo parametro per effettuare la scelta della struttura più idonea.
- Selezione del livello di compattazione che si dovrà ottenere a livello del terreno di ricoprimento
- Calcolo del livello di compressione
- Calcolo della compressione sugli elementi che costituiscono l'anello
- Calcolo della tensione ammissibile sugli elementi dell'anello
- Determinazione dello spessore minimo dell'anello
- Verifica della rigidezza minima di movimentazione
- Verifica della resistenza del giunto bullonato, sollecitato da solo taglio
- Verifiche speciali: applicate in genere a strutture a più raggi di curvatura e agli archi

Tutti i passaggi del calcolo presentati sono descritti nel seguito [1].

2.1.1 Minimum Cover

Il cover minimo di una qualunque struttura di questo tipo è un tema sempre molto complesso e assolutamente non univoco. Non esiste una regola unica per definire il ricoprimento minimo, e la letteratura propone diverse formulazioni empiriche che nascono per lo più dall'esperienza.

A livello teorico e tecnico il ricoprimento si può pensare svolga i due seguenti ruoli:

- Evitare il contatto diretto con la struttura in acciaio da parte dei mezzi che dovessero transitare al di sopra. Il transito diretto, infatti, potrebbe danneggiare la struttura andando a metterne a rischio l'integrità.
- Ridistribuire i carichi e “avvolgere” la struttura in modo da creare una compressione uniforme (figura 1) della stessa. L'obiettivo è quello di evitare dunque l'applicazione di carichi concentrati.

In generale il metodo AISI propone un ricoprimento minimo funzione della luce della struttura, della dimensione dell'onda che compone la lamiera e della tipologia di carico applicata (i.e. carichi dinamici ferroviari inducono di norma ad adottare un ricoprimento minimo superiore rispetto a passanti stradali).

Differenziando due macro applicazioni, distinguiamo:

- Applicazioni stradali-autostradali in cui il ricoprimento minimo è $1/6$ o $1/8$ della luce della struttura (di norma si suggerisce di adottare a livello cautelativo e di prima approssimazione un cover minimo $1/6$ della luce)
- Applicazioni ferroviarie in cui il ricoprimento minimo adottato è pari a $1/4$ la luce della struttura.

Molto importante, e aspetto che verrà rimarcato anche in seguito in questo trattato, è il fatto che la copertura minima in genere è riferito al progetto finito. Durante la fase di realizzazione dovrà essere posta molta attenzione al transito di mezzi che potrebbero compromettere l'integrità della struttura ed eventualmente prevedere, in particolare nella stesura del progetto delle fasi esecutive, un ricoprimento provvisorio.

2.1.2 Selezione del livello di compattazione che si dovrà ottenere a livello del terreno di ricoprimento

Il terreno gioca un ruolo importantissimo per questo tipo di strutture. Esercita un ruolo determinante in quanto assorbe, per mezzo della stessa struttura, i carichi. Il funzionamento segue la logica carico – terreno – struttura – terreno/struttura. Se parte delle tensioni viene dunque assorbito dalla struttura, l'altra parte viene invece portata dal terreno che potrà avere caratteristiche meccaniche diverse in relazione alla sua natura.

Il metodo AISI non chiama mai in causa il modulo elastico del terreno, cosa che invece i modelli più avanzati fanno, ma ragiona in termini di compattazione ottimale secondo quella che è definita la Densità Proctor (DP)¹.

In corrispondenza di un diverso livello di compattazione il metodo AISI propone un coefficiente di riduzione dei carichi che gravano direttamente sulla condotta, a favore di una maggiore capacità del corpo struttura-rilevato di sopportare i carichi gravanti sulla struttura.

2.1.3 Calcolo del livello di compressione

Dopo aver definito le caratteristiche geometriche e meccaniche del corpo del rilevato, il calcolo passa alla determinazione delle forze trasmesse alla struttura.

Le sollecitazioni che sono considerate di interesse per questo metodo, pongono le basi partendo dalla teoria dell'anello compresso.

In sostanza il carico verticale viene distribuito alla struttura comprimendo le pareti e scaricando a sua volta le sollecitazioni:

- alla parte inferiore della struttura se si parla di anelli chiusi
- a fondazioni lineari (es. cordoli in calcestruzzo armato) nel caso di strutture ad arco.

Il carico totale che la struttura dovrà sopportare è dunque pari al peso morto del terreno di ricoprimento (carichi permanenti non strutturali) addizionato al carico dovuto al transito dei mezzi (carichi mobili).

Per quanto riguarda questa tipologia di carichi, il metodo AISI non approfondisce l'analisi andando che in realtà dovrebbe annoverare anche una verifica a fatica quanto meno degli elementi che compongono il giunto tra le piastre (i.e. giunto bullonato). Tra tutti i metodi qui elencati, solo il metodo SDM o metodo Svedese contempla questo tipo di verifica. Nel seguito il tema verrà discusso in termini più approfonditi.

In sostanza la totalità delle sollecitazioni alle quali la struttura dovrà rispondere sono riassumibili nella seguente relazione:

¹ Densità Proctor (DP) è la massima massa volumica (densità) ottenibile per costipamento della frazione secca della terra e il corrispondente livello di umidità, detto di "umidità ottima". Per approfondimenti si veda ad esempio un manuale di Geotecnica [1].

$$P_v = k \cdot (DL + LL)$$

1

In cui:

k = fattore di riduzione della sollecitazione in funzione del ricoprimento e del livello di compattazione

DL = carichi morti (i.e. peso proprio del terreno)

LL = carichi mobili

Nella formulazione il fattore k viene preso in considerazione solo quando il ricoprimento risulta maggiore della luce della condotta o al più uguale (i.e. $H \geq S$). Tale fattore, in funzione del livello di compattazione del terreno, riduce il valore del carico portato dalla struttura. In caso diverso da quello indicato il fattore k è assunto uguale a 1 ($k=1$).

Il metodo AISI propone tre valori di riferimento per quanto riguarda il livello di compattazione del terreno, richiedendo che il livello di compattazione non sia mai inferiore alla densità Proctor 85% (DP=85%) e con riferimento a prove di laboratorio che ne abbiamo definito il valore.

In funzione del valore di DP il coefficiente k assume valori via via inferiori (rispettivamente: DP=85% e $k=0.86$, DP=90% e $k=0.75$, DP=95% e $k=0.65$).

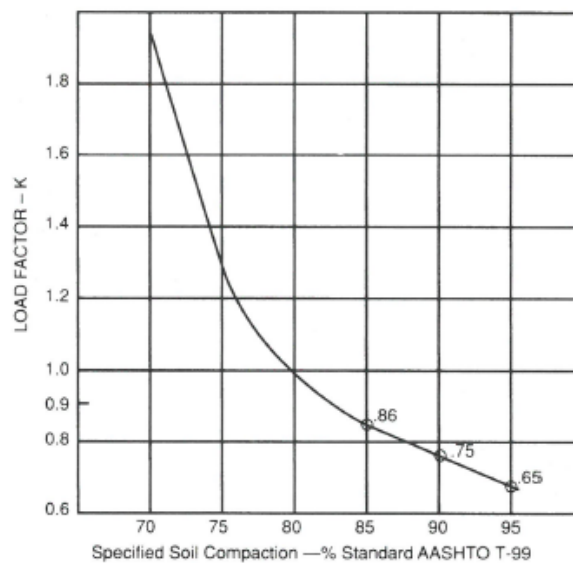


Figura 2 – Diagramma dei fattori di riduzione legati alla Densità Proctor (DP)

Al valore di tensione generato dal carico statico, sarà necessario sommare il contributo dinamico dovuto al passaggio di mezzi gommati ovvero di altri mezzi (es. treni, mezzi da cava cingolati, etc). Per questa ragione il fattore di riduzione k si applica alla somma dei carichi agenti sulla struttura.

Si vedrà nei capitoli successivi come questo comportamento/risposta favorevole del terreno sia legata alla sua naturale capacità di autosostenere e ridistribuire i carichi. Questo tipo di comportamento, è bene sottolinearlo, prescinde da una corretta sistemazione e preparazione del rilevato tecnico. Fenomeni idrogeologici o sismici (e.g. liquefazione, sifonamento, etc) possono tuttavia compromettere il corretto funzionamento dell'opera.

Una volta determinato il valore di progetto della sollecitazione (espressa in kN/m^2 o kg/m^2) è rapido calcolare il livello tensionale a cui è sottoposta la struttura.

Basandosi sulla teoria dell'anello compresso e come accade per il calcolo delle sollecitazioni di compressione negli archi, la Scienza delle Costruzioni suggerisce che il valore di sollecitazione sia legato alla seguente relazione:

$$C = P \cdot \frac{L}{2} = k \cdot (DL + LL) \cdot \frac{\text{Luce Struttura}}{2}$$

2

In cui:

L= espressa in m, si tratta della luce massima della struttura

$P_v = kPa$

C = compressione dell'anello espresso in kN/m

La verifica della struttura prosegue con il valutare se la sezione delle piastre che andranno a comporre l'anello è sufficiente a garantire la resistenza con opportuni coefficienti di sicurezza. Necessario infine ricordare che sui manuali, il metodo AISI propone dei coefficienti di sicurezza in chiave "tensioni ammissibili", un metodo di approccio non più applicabile in chiave di redazione di un progetto definitivo, ma utile a poter avere un'idea di massima (predimensionamento) della tipologia di struttura da impiegare per le diverse situazioni.

In particolare, il passaggio alle NTC 2018, per questo specifico caso, citando fonti da internet relative agli aggiornamenti avvenuti con la nuova legislazione, sottolinea:

"Nel **cap. 2** è stato aggiunto un nuovo paragrafo che riguarda le caratteristiche di durabilità delle opere. E' stato inoltre eliminato il valore minimo di 35 anni per il periodo di riferimento dell'azione sismica. Sono stati ritoccati alcuni coefficienti, per esempio per le verifiche a ribaltamento ed a scorrimento della struttura. La modifica sostanziale di questo capitolo è nell'annullamento dell'applicabilità delle tensioni ammissibili, fino ad ora ammesse nelle zone a basso quoziente sismico, è stato annullato difatti il paragrafo 2.7 delle vecchie NTC2008. È bene ricordare che il mantenimento per oltre un trentennio delle normative che consentivano il calcolo alle tensioni ammissibili ha causato l'"isolamento legislativo" dell'Italia, rimasta fuori dal progresso tecnologico dei paesi più sensibili verso la legislazione sismica, i quali già calcolavano con stati limite e metodi semiprobabilistici per le azioni."

Ricordando che le Norme Tecniche sono Leggi dello Stato.

Tornando al metodo AISI, il progettista strutturale potrà rendersi conto che la metodologia propone quello che definisce "*Allowable Wall Stress*". La tensione ultima accettabile dal metodo è quella che rende fallimentare la verifica della struttura è calcolata sulla base di valori sperimentali e su un grafico (figura 3) che propone le variazioni di tensione ultima, a partire dal valore di riferimento dell'acciaio ovvero l'acciaio strutturale S235 JR, in funzione di parametri geometrici che descrivono la struttura.

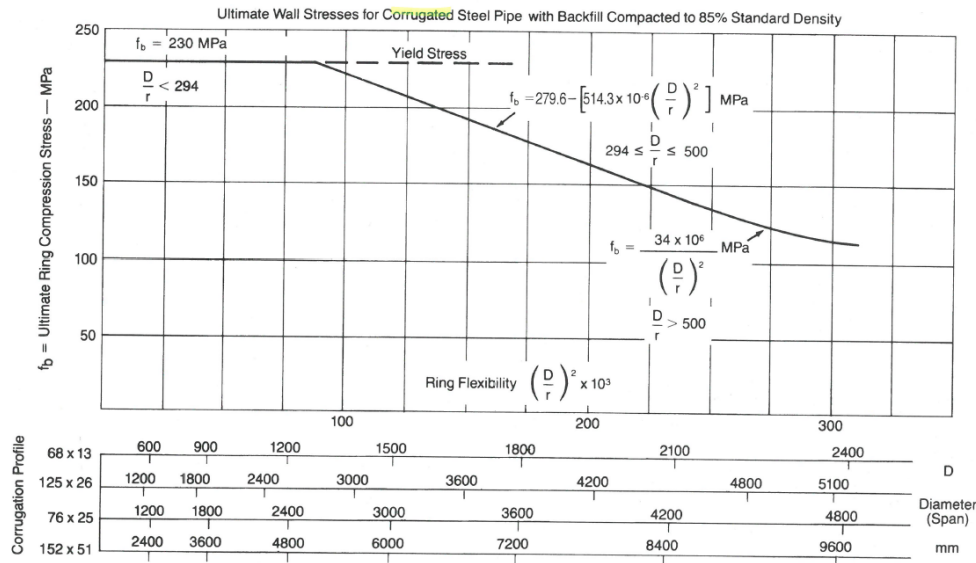


Figura 3 – Valori di tensione ammissibile

I valori di tensione ammessi f_b assumono valori diversi in base alle seguenti relazioni:

$$f_b = f_y = 235 \text{ MPa} \quad \text{quando} \quad \frac{D}{r} < 294 \quad 3.1$$

$$f_b = 279.6 - (574.3 \cdot 10^{-6}) \left(\frac{D}{r} \right)^2 \quad \text{quando} \quad 294 \leq \frac{D}{r} \leq 500 \quad 3.2$$

$$f_b = \frac{34 \cdot 10^6}{\left(\frac{D}{r} \right)^2} \quad \text{quando} \quad \frac{D}{r} > 500 \quad 3.3$$

2.2 Metodo di calcolo SVEDESE – Swedish Design Method (SDM)

2.2.1 Introduzione

Certamente il metodo SDM è la metodologia di calcolo più completa esistente. Si attende una nuova release del metodo nel 2020-2021 e che sarà l'aggiornamento del metodo uscito pubblicato nel 2015.

In Svezia il metodo è stato considerato dal ministero delle infrastrutture come l'unico valido per il dimensionamento delle condotte in acciaio strutturale.

A differenza dei metodi precedenti non pone limitazioni nella luce delle condotte, anche se pone l'accento su alcune verifiche geometriche che devono essere condotte prima di procedere al calcolo: il metodo è applicabile solo se tali verifiche geometriche vengono soddisfatte. Trattandosi di un metodo "misto" teorico ed empirico (ovvero validato in seconda battuta da prove ed osservazioni in campo per tarare il modello) le verifiche di forma devono essere soddisfatte per poter procedere nella verifica strutturale.

Il modello permette di calcolare le sollecitazioni sulla struttura e considera non solo sollecitazioni di compressione, ma permette di valutare anche effetti flessionali che diventano via via più importanti e con più alta incidenza all'aumentare della luce delle strutture.

Alle sollecitazioni così calcolate sono applicate, poi, le diverse regolamentazioni e normative in funzione del paese e delle scelte progettuali dell'ingegnere².

Il metodo di calcolo SDM approccia il dimensionamento di queste strutture:

- a. Adottando un approccio allo stato limite
- b. Considerando proprietà geomeccaniche del rilevato tecnico
- c. Permettendo di considerare tipologie di terreno differenti e non standard: in questo senso è possibile passare da un tradizionale approccio prescrittivo, comune a tutti i metodi di calcolo, ad un metodo analitico basato sull'evidenza di prove in campo³
- d. Proponendo una verifica del giunto bullonato secondo le normative
- e. Proponendo la verifica delle sollecitazioni a fatica del giunto

L'introduzione di questa metodologia permette dunque di abbracciare in modo più completo il problema progettuale di queste strutture rispetto ai metodi precedenti.

Il rovescio della medaglia, per un metodo di questo tipo, risiede nel livello di dettaglio. Il metodo di calcolo SDM, infatti, aggiunge complessità al calcolo e, da un certo punto di vista, riduce di molto la flessibilità che permettevano i più semplici e obsoleti metodi di calcolo (i.e. AISI e ASTM). Il terreno, ad esempio, gioca un ruolo strategico e solo nel metodo svedese il calcolo per considerare il suo contributo raggiunge un livello di dettaglio tale da avere un peso non trascurabile sulla soddisfazione delle prescrizioni tecniche minime per il corretto funzionamento della struttura. Da un certo punto di vista, insomma, il metodo SDM è molto più restrittivo, andando però in questo modo a porre delle prescrizioni tecniche minime difficilmente giustificabili in particolare per strutture a piccola luce.

Partendo da tutte queste considerazioni, prima di proseguire, è opportuno sottolineare quanto segue:

1. Il metodo di calcolo SDM *as is* non è mai stato impiegato a scatola chiusa dalla Tubosider e senza considerare l'integrazione di verifiche strutturali e geo-strutturali ritenute importanti, valide e supportate da anni di esperienza nel settore (e.g. calcolo pressione ai corner, fattore di flessibilità, etc.) prese da altri metodi di calcolo
2. Il metodo di calcolo SDM, per scelta, è stato applicato ove la luce delle strutture eccedesse o fosse prossima ai limiti imposti dagli altri metodi di calcolo. In sostanza per strutture a piccola medio-piccola luce (fino a 6.00 m circa) è sempre stato considerato ragionevole impiegare la più semplice teoria dell'anello compresso e, rispettivamente, i metodi di calcolo AISI/ASTM e CHBDC (Canadese). La ragione risiede in quanto scritto nell'ultimo paragrafo e da quello che è stato possibile osservare in decenni di esperienza da parte dell'azienda.

2.2.2 Il metodo SDM integrato

Come evidenziato in precedenza, il metodo SDM è stato implementato ed integrato per poter arrivare ad ottenere una serie di verifiche che raccogliessero nel modo più completo possibile quanto sviluppato nel corso dei decenni sul tema delle strutture interrato in acciaio.

Lo stesso metodo svedese è stato poi sviscerato per permettere l'introduzione di parametri differenti o comunque modificabili in funzione dell'esperienza dell'ingegnere che effettua la verifica strutturale.

Proprio per il suo livello di complessità il calcolo può a tutti gli effetti costituire un dimensionamento effettivo della struttura poiché considera tutto quanto richiesto dalle normative nazionali ed Europee.

² Pur potendo risultare scontato, il calcolo di queste strutture, che nel caso di grandi luci sono assimilabili a ponti, deve essere demandato ad una figura professionale quale un ingegnere, in grado di valutare in modo opportuno, caso per caso, conscio della natura del sito e delle proprietà dei materiali, l'approccio tecnico-progettuale da adottare.

³ ATTENZIONE: raramente la committenza fornisce o è in grado di fornire dati geomeccanici derivanti da prove in sito, anche se sarebbe buona norma. Si auspica in futuro una maggiore diffusione della conoscenza sul tema e in generale della cultura ingegneristica (ancora limitata) nel nostro paese.

Il fatto che sia stato sviluppato nel contesto delle normative Europee, tuttavia, non è un limite del metodo. Il calcolo delle sollecitazioni che viene fatto seguendo quanto riportato da Petterson et al. è facilmente adattabile qualora si decida di applicare e di combinare le sollecitazioni con coefficienti diversi in funzione delle norme del paese in cui l'opera verrà installata.

Alternativo e complementare in situazioni particolari è il calcolo agli elementi finiti a cui è possibile fare ricorso nella misura in cui si esca dai limiti imposti dal metodo di calcolo SDM.

Proprio l'approccio computazionale agli elementi finiti è stato la chiave per lo sviluppo del metodo Svedese e dei suoi aggiornamenti, tutt'ora in corso, portati avanti dal gruppo di ricerca dell'università svedese.

Un'attenzione particolare deve essere fatta per quanto riguarda le verifiche funzioni della destinazione d'uso della condotta.

Infatti, in caso di applicazioni idrauliche, è doveroso ricordare che la condotta costituisce una costruzione idrauliche interagente con il deflusso liquido e che quindi questo tipo di interazione debba essere verificata (i.e. franco di sicurezza, deflusso minimo per diversi tempi di ritorno, profilo idraulico, etc).

2.2.3 Sviluppo del metodo SDM

Il calcolo SDM è stato sviluppato negli anni dall'università svedese KTH- Royal Institute of Technology. Il principale autore del metodo è il prof. Pettersson che insieme ai suoi collaboratori (citando i principali si ricordi il prof. Sundquist e il dott. A.H.H.Wadi) ha studiato e sviluppato negli anni il cosiddetto metodo Svedese.

Numerose sono le pubblicazioni in merito a questo tema da parte dei tre ricercatori. Negli ultimi anni l'attenzione è stata spostata verso le stesse strutture metalliche in condizioni particolare (i.e. strutture in versante con pendenze del terreno in superficie superiori al 10%) e aventi luci di gran lunga superiori ai 12.00-15.00 m.

Per quanto riguarda queste ultime particolari condizioni sarà dedicato un capitolo a parte. In questa specifica sezione si metterà in evidenza quanto contemplato all'interno del metodo SDM e delle sue integrazioni stimulate dall'esperienza e dallo studio di professionisti che si sono occupati di queste strutture per un certo periodo della loro attività professionale.

La ragione trova risposta nel fatto che nell'anno solare 2019 l'UT Tubosider ha deciso di integrare e sviluppare il calcolo SDM in un primo tempo in foglio Excel (concluso e validato) e in un secondo momento tramite SW sviluppato internamente con interfaccia grafica (in corso) per poi valutare una versione Web con il ricorso a professionisti esterni.

Per prima cosa è necessario evidenziare come i punti di forza del metodo Svedese e fornire un algoritmo di progettazione che rispetti i passaggi per sviluppare e completare la verifica e il dimensionamento delle strutture applicando questo metodo.

Il metodo SDM si basa sulle seguenti teorie successivamente verificate in cantiere:

- L'interazione Suolo-Struttura (Duncan 1978-1979)
- Calcolo dell'instabilità della calotta affrontato dal Kloppel e Glock nel 1970
- Il calcolo del modulo elastico del terreno – misti granulari sviluppato da Andreasson nel 1973
- Il noto effetto Arching, sviluppato da Vaslestad nel 1990 e più comunemente applicato ai rilevati stradali fondati su pali a rigidità specifica

Come quasi tutti i metodi di calcolo analitici su questa tipologia di struttura, il metodo SDM effettua una serie di verifiche, che non si limitano in modo esclusivo all'acciaio, ma al complesso Suolo-Struttura. Riassumendo:

- **Verifiche Geometriche.** Funzioni della sezione della struttura metallica, il metodo prevede il rispetto di alcuni rapporti geometrici (i.e. raggi di curvatura) affinché il metodo possa essere applicato
- **Cover Minimo.** Viene posto un limite di ricoprimento di 0.5 m per applicazioni stradali e 1.0 m per applicazioni ferroviarie. Il minimo è dettato dall'esperienza ed è comunque comprensibile che la struttura, non

essendo in grado di sopportare da sola sollecitazioni troppo elevate, debba avere la possibilità di lavorare correttamente con il terreno di riempimento del rilevato tecnico per sfruttare al massimo le sue proprietà geometrico-meccaniche

- **Calcolo delle tensioni di sforzo Normale**
- **Calcolo delle sollecitazioni flessionali di Momento.** Queste sollecitazioni sono funzione, anche, della rigidità relativa della struttura metallica rispetto al rilevato circostante. In gergo si definisce un rapporto deonominato *stiffness ratio* ed è richiamato almeno in tutti i metodi di calcolo noti all'autore. Anche in questo caso il metodo SDM pone di limiti di applicabilità: il metodo può essere applicato se il rapporto (-) rientra in certi limiti.

$$\lambda_f = \frac{E_{soil} \cdot D^3}{EI}$$

4

$$100 \leq \lambda_f \leq 50000$$

In cui E_{soil} = modulo elastico del terreno del rilevato, D = diametro o luce della struttura, E = modulo elastico dell'acciaio e I = momento di inerzia della sezione ondulata delle piastre che compongono la struttura.

La ragione di questa limitazione si può trovare in un'analisi della formula. Nel caso in cui il valore dello stiffness ratio sia troppo piccolo (inferiore a 100) questo significherebbe avere una struttura metallica estremamente rigida: la stessa struttura sopporterebbe i carichi senza avere la necessità di collaborare con il terreno e l'ipotesi di interazione Suolo-Struttura non sarebbero rispettate. La struttura dovrebbe essere calcolata in altro modo e considerata indipendente dal comportamento del terreno.

Il limite superiore pone il ragionamento appena fatto all'opposto. In questo caso il terreno sopporterebbe le sollecitazioni senza ripartire o collaborare con la struttura metalliche che non sarebbe sfruttata per le sue caratteristiche portanti. Questa situazione, nel corso degli anni, è stata osservata in casi reali in cui dopo anni la rimozione dei culvert in acciaio non ha causato il cedimento del terreno del rilevato tecnico, compattato al punto di non avere necessità di alcun supporto integrato.

- **Verifica delle tensioni allo stato limite di esercizio (SLE)**
- **Verifica delle formazioni delle cerniere**
- **Verifica Handling Stiffness (FF).** Originariamente nel metodo SDM questo tipo di verifica non compare, ma data la sua importanza messa in evidenza nel metodo americano AISI, il suggerimento è sempre quello di accompagnare questo tipo di verifica al calcolo.
- **Verifica all'instabilità della calotta inferiore**
- **Verifica del giunto bullonato**
- **Verifica della pressione a i Corner (Pc).** Anche in questo caso in origine questo tipo di verifica non è contemplata e o richiamata nelle pubblicazioni di Petterson et al. Tuttavia, al fine di una corretta progettazione secondo le NTC 2018 (o Eurocodice) si suggerisce sempre di fornire al progettista geotecnico questo valore per le relative verifiche di portanza del terreno che andrà a comporre il rilevato tecnico.
- **Verifica a fatica**

Il metodo di calcolo SDM, pur risultando completo, rimane un metodo di calcolo che non può fornire lo stesso numero di risultati di una modellizzazione FEM. Per tali ragioni è inevitabile che alcune considerazioni o verifiche siano omesse impiegando il calcolo SDM.

Tra tutti il comportamento deformativo elastico può essere approssimato utilizzando metodi semplificati come la formula di Spangler e sue integrazioni o la più moderna RECLAMATION formula (ultima edizione del 2019) impiegata negli Stati Uniti. (**ATTENZIONE:** come si vedrà in seguito in un capitolo dedicato, non si tratta di verifiche e calcoli in grado di fornire il reale comportamento elastico della struttura, ma piuttosto di capire se il comportamento della struttura in fase di esercizio, possa rientrare o meno all'interno della zona elastica).

La VERIFICA SISMICA, poi, rimane un capitolo aperto per queste strutture. Certamente, per la loro natura, queste strutture sono meno influenzate rispetto ad altre dall'azione sismica, seppur per particolari condizioni geometriche

(luci molto grandi), strutturali (geometria, come nel caso di strutture ad arco fondate su cordoli in calcestruzzo armato) o geologiche (attività sismica elevata e o zona sismica critica) è necessario poter fornire un calcolo a supporto della bontà dell'utilizzo di una determinata soluzione strutturale.

Per questo tipo di verifica la scelta del tecnico o progettista può essere duplice:

- i. Approccio al calcolo con un modello FEM agli elementi finiti in grado di implementare una verifica sismica (e.g. Plaxis 2D o 3D, MIDAS, etc). Tale approccio si deve basare chiaramente sulle indagini geologiche effettuate in campo.
- ii. Approccio pseudo- statico, contemplato dalla normativa tecnica. Lo stesso approccio è stato adottato per la prima volta dalla scuola canadese (metodo CHBDC) ed è ad oggi l'unico metodo non computazionale impiegato nel settore per questa categoria di strutture.

Alla luce di quanto esposto in questo capitolo è possibile rendersi conto di come questo metodo analitico, ad oggi, risulti il più completo. Oltre a numerose considerazioni teoriche, la sua validità è resa forte dai continui approfondimenti e studi svolti dal gruppo di ricerca dell'Università Svedese e dalle verifiche in campo, nonché dalle ormai sempre più diffuse applicazioni pratiche. Lo stesso metodo SDM è, poi, in continuo aggiornamento e il livello di accuratezza non potrà che aumentare nel tempo, supportato dall'esperienza e dall'arricchimento di dettagli teorici. La prossima versione è attesa per l'anno 2021.

2.2.4 Nomenclatura fondamentale per il metodo SDM

Approcciare il metodo SDM, vista la sua complessità, prevede necessariamente qualche chiarimento sulla nomenclatura e sui parametri che vengono utilizzati dal metodo stesso.

2.2.5 Il calcolo della struttura con il metodo SDM

Il calcolo comprende una serie di procedure e calcoli. Per aiutare a semplificare ed organizzare la procedura di calcolo l'idea è quella di separarlo raggruppandolo in diverse sezioni, in base al tipo di verifica o al tipo di dato che si deve calcolare o verificare.

Le sezioni sono così organizzare:

1. Verifiche di forma per l'applicabilità del metodo
2. Determinazione dei parametri geotecnici
3. Determinazione delle sollecitazioni a partire dai carichi
4. Determinazione delle sollecitazioni in zona sismica

2.2.5.1 Verifiche di forma per l'applicabilità del metodo SDM

Il metodo svedese SDM ha alcune limitazioni per quanto riguarda la sua applicabilità.

Esistono delle verifiche geometriche che devono essere soddisfatte affinché il metodo possa essere applicato e sono relative ai rapporti dei diversi raggi di curvatura della sezione geometrica tipo. Queste limitazioni derivano dalla possibilità o meno di calcolare i parametri necessari al calcolo delle sollecitazioni e sono figli degli studi e delle osservazioni portate avanti dagli autori del metodo. Come si vedrà nei capitoli successivi, il calcolo di alcuni valori prescinde dalla definizione di alcuni rapporti adimensionali legati alla geometria della struttura. Oltre determinati valori di soglia non è definito un preciso parametro da assegnare.

Prima di affrontare il calcolo è necessario avere chiaro a cosa fanno riferimento i diversi valori geometrici utilizzati. La figura X dettaglia la nomenclatura impiegata per una sezione tipo a tre raggi di curvatura (i.e. è possibile, ma poco diffuso, trovare strutture aventi quattro raggi di curvatura: tra il valore del raggio del tetto R_t e il raggio del corner R_c può esserci un valore di R_s o raggio del fianco della struttura).

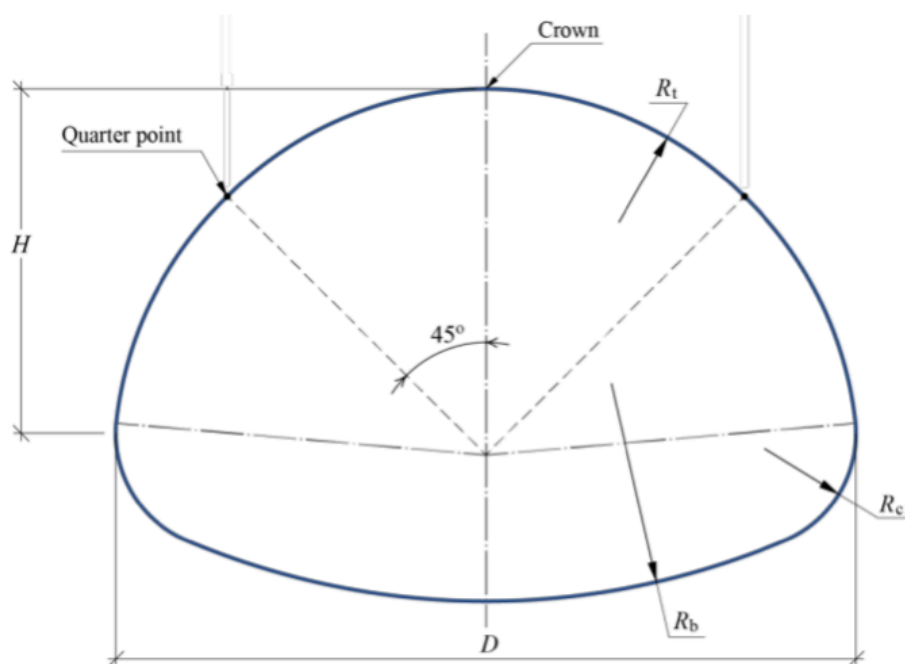


Figura 4 – Nomenclatura di una sezione tipo.

Un parametro geometrico molto importante è H . Questo valore evidenzia l'altezza della struttura che è soggetta ad una spinta laterale che sollecita la sezione in un atto di compressione. La parte della struttura sottostante, infatti, subisce una contospinta “positiva” a favore della stabilità della struttura ovvero una forma di sollecitazione di supporto che aiuta la struttura a mantenere la sua geometria. Così come accade nella paratoie a settore nel campo dell'idraulica è possibile immaginare come la zona della struttura al di sotto della profondità H sperimenti una sollecitazione che si contrappone alla spinta laterale offerta dal terreno.

In altri termini il concetto di spinta è rappresentato in figura 5. Si può distinguere quindi una spinta di tipo attivo di sollecitazione e una spinta passiva (resistente) di sollecitazione. Per il calcolo delle sollecitazioni interne alla struttura il metodo tiene in considerazione solo la porzione qui interpretata come ATTIVA e delimitata in direzione verticale dal parametro H .

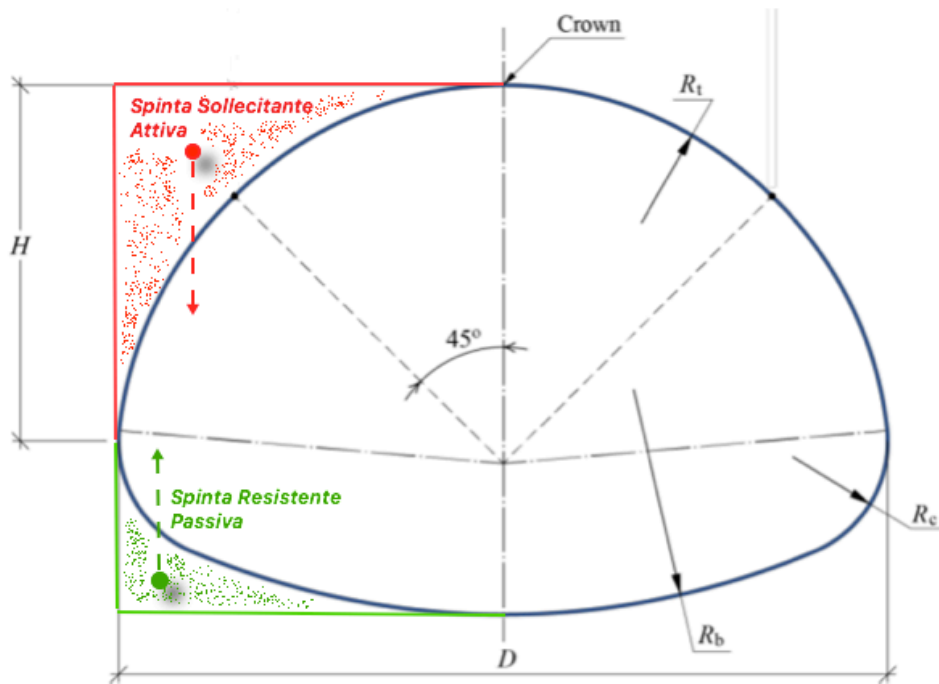


Figura 5

2.2.5.2 Determinazione dei parametri geotecnici

La geotecnica gioca un ruolo chiave nel corretto funzionamento di queste strutture. Una struttura di questo tipo è da considerarsi una buona struttura se è in grado di collaborare con il terreno circostante che, a sua volta, garantisce la stabilità dell'opera. Proprio per queste ragioni si parlerà sempre di rilevato tecnico e non di semplice terreno di riempimento.

Il rilevato tecnico è parte dell'opera e, poiché è una parte della struttura ingegnerizzata durante il calcolo assumendo o per la quale il progettista prescrive determinate proprietà meccaniche, deve essere monitorato durante le fasi di installazione assicurandosi della bontà dell'operato.

Il metodo di calcolo SDM suddivide la determinazione dei parametri geotecnici come segue.

Calcolo della deformazione della calotta superiore nelle fasi di riempimento e costruzione del rilevato tecnico ai lati della condotta. Durante questa fase il terreno manifesta un'azione di spinta orizzontale ai lati della struttura che potrebbe indurre alla sua deformazione in direzione verticale. Questo tipo di deformazione può mantenersi anche nelle fasi successive inducendo una riduzione oggettiva dell'altezza del ricoprimento. In formule:

$$\delta_{crown} = 0,015 \cdot D$$

dove il valore δ_{crown} rappresenta la deformazione verticale della struttura. Questa formulazione è di prima approssimazione e, chiaramente, può essere soggetta a variazioni qualora ritenuto opportuno dal progettista anche in funzione della propria esperienza o della propria capacità di effettuare un calcolo più accurato.

Da questo calcolo, il nuovo valore di ricoprimento sarà dunque:

$$h_{c,red} = h_c - \delta_{crown}$$

5

Una possibile altra formulazione, più precisa, per il calcolo del valore di δ_{crown} deriva sempre da studi effettuati da Petterson e Sundquist [2]. La formulazione proposta lega la deformazione verticale della struttura alla luce della stessa. Questa formulazione vale solo per strutture chiuse (quindi non per archi, ma per strutture che sperimentano in modo omogeneo una deformazione ovvero uno spostamento verticale accompagnato da una compressione laterale della struttura).

$$\frac{\delta_{crown}}{D} = \frac{\rho_{surr} \cdot D}{E_{soil,k}} f_h \left(\frac{H}{D}, \lambda_f \right) = 0,013 \cdot \frac{\rho_{surr} \cdot D}{E_{soil,k}} \cdot \left(\frac{H}{D} \right)^{2,8} \cdot \lambda_f^{[0,56-0,2 \ln(\frac{H}{D})]}$$

6

Questa formulazione, più complessa, mostra come il calcolo della deformata ipotetica durante le fasi di ricoprimento, sia chiaramente determinata anche da parametri legati al terreno stesso tanto quanto a parametri più propriamente legati alla struttura in acciaio.

Il valore f_h può essere desunto per alcuni casi specifici in modo grafico. Il diagramma presentato in figura 4 è stato estrapolato dal manoscritto di Petterson e Sundsquit [2].

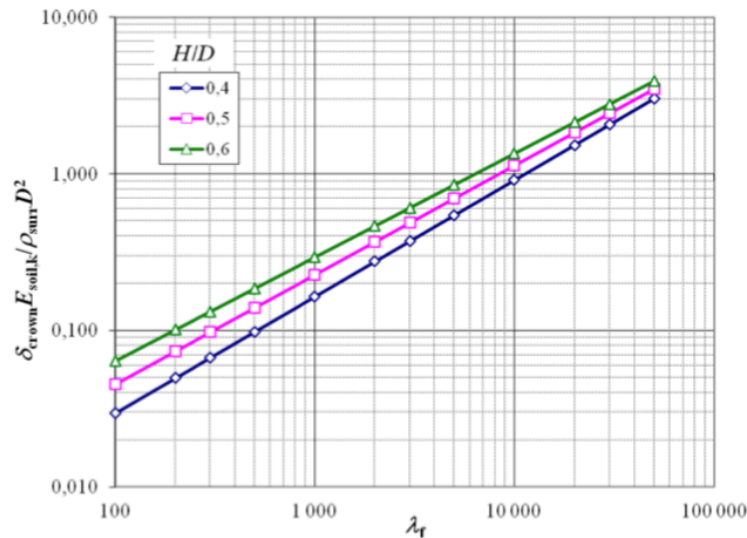


Figura 6 – Diagramma per la determinazione del valore f_h per alcuni valori specifici

L'utilizzo della formulazione **X** prevede la conoscenza del parametro $E_{k,soil}$ ovvero del modulo elastico caratteristico del suolo. Questo parametro:

- può essere calcolato per terreni granulari attraverso due possibili metodi qui di seguito descritti
- deve essere desunto da prove di laboratorio nel caso il materiale di riempimento sia di natura artificiale, come ad esempio nel caso di materiali alleggeriti, geobeton, etc.

Successivamente il calcolo prevede la determinazione dell'angolo di resistenza al taglio, del parametro di Arching e del modulo elastico del terreno.

Dopo aver affrontato il calcolo della deformazione verticale della struttura, si passa alla valutazione dei parametri geotecnici. Questi parametri possono essere desunti seguendo diverse strade (rimane sempre valida la via sperimentale, in campo, con il supporto di professionisti competenti), qui ne vedremo. I valori del "modulo elastico caratteristico del suolo", potranno infine essere utilizzati per affinare la stima del parametro di deformazione della calotta come sopra descritto.

Il primo parametro considerato è l'angolo di resistenza al taglio del terreno prevede:

- Calcolo dell'indice dei vuoti

$$e_0 = \frac{26}{\rho_{surr}} - 1$$

7

Il valore 26 [kN/m³] viene prescritto dagli stessi autori nel manuale che descrive e riporta il metodo SDM.

- Calcolo del *modulus ratio*

$$m = 282 \cdot C_u^{-0.77} \cdot e_0^{-2.83} \quad 8$$

- Calcolo dell'esponente tensionale

$$\beta = 0.29 \cdot \log_{10} \cdot \left(\frac{d_{50}}{0.01} \right) - 0.065 \cdot \log_{10} \cdot C_u \quad 9$$

- Calcolo dell'angolo di resistenza al taglio

$$\varphi_k = 26^\circ + 10 \cdot \left(\frac{DP - 75}{25} \right) + 0,4 \cdot C_u + 1,6 \cdot \log_{10}(d_{50}) \quad 10$$

Rimane scontato che tutti questi parametri debbano essere controllati durante tutte le fasi di installazione. La scelta di approssimare il calcolo seguendo questa strada pone delle limitazioni molto forti.

Un altro parametro geotecnico che gioca un ruolo fondamentale in questa tipologia di strutture il coefficiente di *arching*. I più potrebbero aver sentito questo parametro nel settore dell'infrastrutture stradali, con particolare riferimento ai sottofondi stradali fondati su palificate o simili. Rimandando a letteratura dedicata (alcuni riferimenti qui [\[1\]](#)) tale coefficiente descrive il fenomeno della ripartizione dei carichi agli strati del terreno sottostanti in funzione della capacità portate dei volumi di terreno. In altre parole, un terreno più rigido naturalmente tende a portare un carico maggiore; allo stesso modo un rilevato tecnico nella zona intorno alla struttura tipo condotta riduce il carico sopportato dalla struttura stessa in funzione delle maggiori o minori proprietà meccaniche del terreno stesso.

Nel metodo SDM, gli autori per il calcolo del coefficiente di arching propongo le seguenti formulazioni.

$$k_v = \frac{\sin(\varphi_k) \cdot (3 - 2 \cdot \sin(\varphi_k))}{2 - \sin(\varphi_k)} \quad 11$$

$$tg(\varphi_{cover,d}) = \frac{tg(\varphi_{cover,d})}{\gamma_{M,soil}} \quad 12$$

$$S_v = \frac{0,8 \cdot tg(\varphi_{cover,d})}{(\sqrt{1 + tg^2(\varphi_{cover,d})} + 0,45 \cdot tg(\varphi_{cover,d}))^2} \quad 13$$

$$k_1 = 2 \cdot S_v \cdot \frac{h_{c,red}}{D} \quad 14$$

$$S_{arching} = \frac{1 - e^{-k_1}}{k_1} \quad 15$$

Il valore φ_{cover} fa riferimento all'angolo di resistenza al taglio del rilevato tecnico. Questo valore, come prescritto anche dalle normative tecniche nazionali (NTC2018) e dall'eurocodice, prevede l'adozione di un coefficiente di sicurezza $\gamma_{M,soil}$ poiché si tratta di un parametro legato ad un suolo tecnico e che svolge una capacità portante/strutturale. Questo coefficiente è considerato pari a 1,3.

L'ultimo parametro fondamentale nella "sezione geotecnica" è il modulo elastico del terreno. Esistono due possibili approcci per il calcolo di questo valore.

Un primo approccio prevede il calcolo di una serie di parametri che costituiranno anche il punto di partenza per la determinazione del modulo elastico del terreno, E_{soil} . Questa strada prevede una dettagliata indagine geotecnica sugli elementi costituenti il rilevato tecnico ovvero una severa prescrizione dal lato pregettuale.

I dati essenziali per questo tipo di calcolo sono:

- distribuzione granulometrica o *particle size distribution* (d_{10} , d_{50} e d_{60}), con le seguenti limitazioni $0,5 < d_{50} < 30$ e $2 < C_u < 30$. Il valore C_u è il coefficiente di uniformità del misto granulare che compone il rilevato tecnico. Questo parametro è definito come il rapporto tra il d_{60} e il d_{10} .
- Livello di compattazione proctor, definito anche come $DP = 100 (\rho_{surr}/\rho_{opt})$
- Conoscenza del valore di densità del terreno, in kN/m^3 , che andrà a comporre il rilevato tecnico

Il calcolo prende in considerazione i parametri calcolati fino a questo punto: angolo di resistenza al taglio caratteristico, fattore k_v , parametro di *arching*. La formula proposta nel metodo SDM è la seguente.

$$E_{soil,k} = 0,42 \cdot m \cdot 100 \text{ kPa} \cdot k_v \cdot \left(\frac{(1 - \sin(\varphi_k)) \cdot \rho_{surr} \cdot S_{arching} \cdot (h_c + H/2)}{100 \text{ kPa}} \right)^{1-\beta} \quad 16$$

Si noti che nella presente formulazione il valore di ricoprimento utilizzato per la stima del valore del modulo elastico è quello non ridotto ovvero il valore di h_c .

Un secondo approccio, semplificativo e conservativo, deriva da una formulazione proposta da Duncan nel 1979 [1]. Questo tipo di calcolo non è migliore o peggiore, si tratta di una scelta della persona che si occupa della verifica del progetto o del progettista geotecnico incaricato.

Risulta limitato, poiché sviluppato e quindi applicabile a solo determinati tipi di suolo:

- Sabbie a granulometria disomogenea (i.e. poorly graded sand)
- Ghiaie a granulometria disomogenea (i.e. poorly graded gravel)
- Sabbie a granulometria assortita (i.e. well graded sand)
- Ghiaie a granulometria assortita (i.e. well graded gravel)

In accordo con “Unified Soil Classification System” (USCS). L' USCS è un sistema di classificazione dei suoli usato in ingegneria ed in geologia, per descrivere la tessitura e la granulometria di un terreno. Può essere applicato alla maggioranza dei materiali non consolidati ed è composto da una sigla formata da 2 lettere.

Il sistema si divide in 2 standard a seconda che si classifichi un terreno tramite prove eseguite in laboratorio (ASTM 2487) oppure tramite osservazioni in situ (ASTM 2488).

Criteria for Assigning Group Symbols and Group Names Using Laboratory Tests				Soil Classification	
				Group Symbol	Group Name
COARSE-GRAINED SOILS More than 50% retained on No.200 Sieve	Gravels More than 50% of coarse fraction on No. 4 Sieve	Clean Gravels	$C_u \geq 4$ and $1 \leq C_c \leq 3$	GW	Well-graded gravel
		Less than 5% fines	$C_u < 4$ and/or $C_c < 1$ or $C_c > 3$	GP	Poorly graded gravel
		Gravels with Fines	Fines classify as ML or MH	GM	Silty Gravel
		More than 12% fines	Fines classify as CL or CH	GC	Clayey gravel
	Sands 50% or more of coarse fraction passes No.4 sieve	Clean Sands	$C_u \geq 6$ and $1 \leq C_c \leq 3$	SW	Well-graded sand
		Less than 5% fines	$C_u < 6$ and/or $C_c < 1$ or $C_c > 3$	SP	Poorly graded sand
		Sands with Fines	Fines classify as ML or MH	SM	Silty sand
		More than 12% fines	Fines classify as CL or CH	SC	Clayey sand
FINE-GRAINED SOILS 50% or more passes the no. 200 Sieve	Silts and Clays Liquid limit less than 50	Inorganic	$PI > 7$ and plots on or above "A" line	CL	Lean clay
			$PI < 4$ and plots below "A" line	ML	Silt
		Organic	Liquid limit—oven dried < 0.75	OL	Organic clay
			Liquid limit—not dried	OL	Organic silt
	Silts and Clays Liquid limit 50 or more	Inorganic	PI plots on or above "A" line	CH	Fat clay
			PI plots below "A" line	MH	Elastic silt
		Organic	Liquid limit—oven dried < 0.75	OH	Organic clay
			Liquid limit - not dried	OH	Organic silt
HIGHLY ORGANIC SOILS				PT	Peat

Figura 7 – Tabella riassuntiva derivante dall'USCS [fonte - Wikipedia]

La stima del modulo elastico dipende dalla seguente formula:

$$E_{soil,k} = 1,3 \cdot 1,7^{(DP-95)} \cdot [1,25 \cdot \ln(h_c + H/D) + 5,6]$$
 17

Indipendentemente che si scelga il primo o il secondo metodo, come già accennato, il valore del modulo elastico caratteristico così ottenuto ricorrerà diverse volte nel calcolo e giocherà un'importanza pratica fondamentale nel comportamento della struttura.

Il valore del modulo elastico è un parametro che dovrà sempre essere verificato e controllato in campo. Esistono diverse metodologie, normate, per il controllo di questo parametro geotecnico durante le fasi di posa: una fra tutte la prova di carico su piastra a doppio ciclo. Troppo spesso a questo valore non viene assegnata la giusta importanza con il rischio di trovarsi in condizioni critiche quali un'eccessiva deformazione della struttura, che a quel punto non rispetterà più i parametri geometrici in progetto⁴, o cedimenti non controllati nel tempo della sovrastruttura stradale.

I calcoli del modulo elastico del terreno non devono essere presi come assoluta verità da un ingegnere attento. Certamente l'esperienza gioca un ruolo fondamentale. In questo specifico caso il calcolo teorico può portare a calcolare valori di modulo elastico di diverse decine di MPa. Oltre a certi valori (si suggerisce di considerare come soglia 30-40 MPa) valori del modulo elastico crescenti richiedono attenzioni, capacità tecniche e un'attenta verifica nel sito di installazione. Il calcolo può diventare prescrittivo e dovrà quindi essere posta molta attenzione anche alle reali possibilità di ottenere proprietà meccaniche di una certa entità in funzione del tipo di lavoro.

2.2.5.3 Determinazione delle sollecitazioni a partire dai carichi

Nel calcolo di una condotta è la norma differenziare i carichi sulla struttura in due famiglie: i carichi “morti” (*dead load* o *DL*) e i carichi “vivi” (*live load* o *LL*). In entrambi i casi gli effetti sono considerati sotto forma di sollecitazioni statiche, pur avendo origini differenti. I DL sono chiaramente dovuti agli effetti della massa del terreno o di altro materiale gravante sulla struttura a causa del peso proprio (i.e. kN/m³) ripartite su un'area. I LL sono invece le sollecitazioni dovute alla transizione di mezzi (e.g. autovetture, treni, mezzi cingolati o da cava, etc) che gravano sulla struttura in relazione a determinati modelli di carico come prescritto nelle normative tecniche oppure in funzione delle indicazioni del progettista a causa di transito di mezzi speciali: questa tipologia di strutture trova spesso applicazione, per la sua semplicità e rapidità di installazione, in cave o in località montane quali piste da sci, dove, ovviamente, i carichi mobili sono di diversa natura rispetto ad una più tradizionale autostrada.

Nel caso del metodo svedese, il calcolo delle sollecitazioni dovuto ai carichi DL e LL prescinde da una prima definizione delle relative sollecitazioni in modo assoluto e secondo i metodi tradizionali della geotecnica. Per quanto riguarda gli effetti dei carichi dinamici o LL, in uno dei paragrafi successivi è proposta un possibile metodo da seguire per la definizione degli effetti calcolati come kN/m² (pressioni) e kN/m (carichi lineari equivalenti).

In questo paragrafo saranno presentate le equazioni che determinano gli effetti dei carichi DL e LL, prima trattandoli in modo separato e successivamente combinandoli.

Le sollecitazioni statiche, o DL, esercitano sulla struttura generando una compressione. Il metodo SDM distingue due contributi:

1. la spinta del terreno che costituisce il riempimento del rilevato tecnico, caratterizzato da una densità ρ_{sur} [kN/m³]
2. la sollecitazione del terreno che ricopre la struttura, o lo strato di ricoprimento, caratterizzato da una densità ρ_{cover} [kN/m³]

La compressione totale sarà combinazione lineare dei due effetti (somma):

⁴ Questo aspetto non è da trascurare. La deformazione della struttura metallica dovuta ai carichi può portare ad una variazione dell'area interna della struttura, sia in assoluto che in relativo, in grado di vanificare e richiedere nuove verifiche idrauliche per un diverso tipo di deflusso e un conseguente valore di franco di sicurezza differente.

$$N_{soil} = N_{soil,comp} + N_{soil,cover} \quad 18.a$$

$$N_{soil,comp} = 0,2 \cdot \frac{H}{D} \cdot \rho_{surr} \cdot D^2 \quad 18.b$$

$$N_{soil,cover} = S_{arching} \cdot \rho_{cover} \cdot D^2 \cdot \left(0,9 \cdot \frac{h_{c,red}}{D} - 0,5 \cdot \frac{h_{c,red}}{D} \cdot \frac{H}{D} \right) \quad 18.c$$

L'analisi dimensionale permette di introdurre le unità di misura.

$$N_{soil,comp} = [-] \cdot \frac{[m]}{[m]} \cdot \frac{[kN]}{[m^3]} \cdot [m]^2 = \left[\frac{kN}{m} \right]$$

L'analisi dimensionale mostra come la compressione sia una compressione al metro lineare della struttura.

Da notare, infine, come la compressione dovuta al ricoprimento coinvolga il coefficiente di *arching* calcolato in precedenza e gli effetti positivi dovuti alla compressione del terreno di *backfill* che circonda la struttura e offre una contropinta che riduce gli effetti del carico statico di ricoprimento. Questo tipo di effetto è una delle novità introdotte dal metodo SDM rispetto ai metodi precedenti semplificati.

Rimane da sottolineare come questo calcolo "separato" permetta di progettare una struttura considerando una composizione differente tra il rilevato di ricoprimento e riempimento.

Un'altra novità introdotta dal metodo SDM è legata alla presa in considerazione degli effetti di carico sulla nascita di sollecitazioni di momento. Questi effetti non giocano un contributo importante se presi singolarmente, ma diventano importanti da considerare nella verifica dei giunti bullonati, delle sollecitazioni miste e nel caso di condotte realizzate in versante.

$$M_{soil} = M_{soil,comp} + M_{soil,cover} \quad 19.a$$

$$M_{soil,comp} = -\rho_{surr} \cdot D^3 \cdot f_1 \cdot f_{2,surr} \cdot f_3 \quad 19.b$$

$$M_{soil,cover} = S_{arching} \cdot \rho_{cover} \cdot D^3 \cdot f_1 \cdot f_{2,cover} \cdot \frac{h_{c,red}}{D} \cdot \left(\frac{R_t}{R_c} \right)^{0.75} \quad 19.c$$

L'analisi dimensionale permette di introdurre le unità di misura.

$$M_{soil,cover} = [-] \cdot \frac{[kN]}{[m^3]} \cdot [m]^3 \cdot [-] \cdot [-] \cdot \frac{[m]}{[m]} \cdot \left(\frac{[m]}{[m]} \right)^{0.75} = \left[\frac{kN}{m} m \right]$$

In queste equazioni i fattori moltiplicativi sono stati evinti numericamente e riferiti ai risultati ottenuti dagli stessi autori. Il calcolo di questi fattori è espresso a sua volta attraverso relative equazioni.

Il valore f_1 è funzione del rapporto H/D .

$$f_1 = g\left(\frac{H}{D}\right) = \begin{cases} 0,67 + 0,87 \cdot \left(\frac{H}{D} - 0,2\right) & \text{se } 0,2 \leq H/D \leq 0,35 \\ 0,8 + 1,33 \cdot \left(\frac{H}{D} - 0,35\right) & \text{se } 0,35 < H/D \leq 0,5 \\ 2 \cdot \left(\frac{H}{D}\right) & \text{se } 0,5 < H/D \leq 0,6 \end{cases} \quad 20$$

Come si osserva dalla relazione il valore di f_1 non assume un valore in un intervallo continuo di H/D . Questo fatto limita l'applicabilità del calcolo del momento sollecitante proprio in funzione della geometria della struttura. Nel limite inferiore la struttura, che presenta un valore di H più piccolo rispetto alla luce della stessa, assume la forma di una sezione fortemente ribassata. In questi casi è probabile attendersi che la sollecitazione debba necessariamente calcolarsi in altro modo e che i vantaggi di una struttura ad arco sia progressivamente persi.

Nel caso limite superiore H eccede, seppur del solo 5%, la luce totale della struttura. In questo caso l'angolo della calotta superiore descritto dal raggio di curvatura di tetto R_t supera il valore di 180° (angolo di tetto). Il limite del rapporto H/D di 0,6 è probabilmente stato stabilito sulla base delle prove sperimentali e delle reali applicazioni di queste strutture che non hanno mai presentato angoli di tetto superiori a certi valori.

Prima di passare al calcolo del fattore f_2 , che si differenzia in funzione del momento sollecitante M_{cover} e M_{compat} , si introduce il calcolo di f_3 . Questo valore è considerato solo per quanto riguarda l'azione del terreno di riempimento o *backfill*.

$$f_3 = 6,67 \cdot \frac{H}{D} - 1,33 \quad 21$$

Il valore di f_2 oltre a differenziarsi in funzione che si tratti di terreno di riempimento (*backfill*) e ricoprimento (*cover*), è dipendente dal fattore λ_f calcolato in precedenza come rapporto di rigidezza tra terreno e struttura.

Il valore di f_2 è rappresentabile come una funzione bi-lineare e che assume un valore costante superata una certa soglia. Recenti studi hanno cercato di approfondire i valori assunti da questo fattore sulla base di modelli computazionali, ma senza trovare ancora supporto e conforto da prove sperimentali. I due coefficienti assumono i seguenti valori:

$$\text{per } \lambda_f \leq 5000 \quad f_{2,surr} = 0,0046 - 0,0010 \cdot \log_{10}(\lambda_f) \quad 22.a$$

$$\text{per } \lambda_f > 5000 \quad f_{2,surr} = 0,0009 \quad 22.b$$

$$\text{per } \lambda_f \leq 5000 \quad f_{2,cover} = 0,018 - 0,004 \cdot \log_{10}(\lambda_f) \quad 23.a$$

$$\text{per } \lambda_f > 5000 \quad f_{2,cover} = 0,0032 \quad 23.b$$

[inserire le funzioni dei valori di f_1 , f_2 , f_3]

Oltre alle sollecitazioni dovute ai DL sono da considerarsi anche le sollecitazioni dovute ai carichi dinamici LL ricondotti a sollecitazioni statiche.

In uno dei capitoli successivi verrà dettagliato un possibile approccio per poter ricavare i contributi in termini di forza dovuti ai carichi mobili.

Come nel caso dei DL, anche in questo contesto la sollecitazione indotta dai carichi mobili viene divisa in sollecitazioni di Compressione e sollecitazioni di Momento. Le formulazioni proposte dal metodo SDM per il calcolo delle sollecitazioni sono funzioni del rapporto geometrico H/D e del parametro rigidezza relativa λ_f .

Per quanto riguarda la compressione.

$$N_{traffic} = f\left(\frac{H}{D}\right) = \begin{cases} p_{traffic} + \frac{D}{2} \cdot q_k & \text{se } H/D \leq 0,25 \\ \left(1,25 - \frac{h_{c,red}}{D}\right) \cdot p_{traffic} + \frac{D}{2} \cdot q_k & \text{se } 0,25 < H/D \leq 0,75 \\ 0,5 \cdot p_{traffic} + \frac{D}{2} \cdot q_k & \text{se } 0,75 > H/D \end{cases} \quad 24$$

La sollecitazione di momento viene calcolata in funzione del parametro λ_f .

$$M_{traffic} = f_4^i \cdot f_4^{ii} \cdot f_4^{iii} \cdot f_4^{iv} \cdot D \cdot p_{traffic} + S_{ar} \cdot \left(\frac{R_t}{R_s}\right)^{0.75} \cdot q_k \cdot f_1 \cdot f_{2,cover} \cdot D^2 \quad 25$$

In queste due relazioni compaiono i valori $p_{traffic}$ e q_k che fanno riferimento rispettivamente al valore del carico dovuto al traffico transitante come equivalente lineare (kN/m) e al carico distribuito oltre a quello ripartito sulle impronte delle ruote dei mezzi ed espresso come kN/m².

Per quanto riguarda i coefficienti f_4 , questi assumono i seguenti valori:

$$f_4^i = 0,65 \cdot (1 - 0,2 \cdot \log_{10} \lambda_f) \quad 26$$

$$f_4^{ii} = 0,12 \cdot (1 - 0,15 \cdot \log_{10} \lambda_f) \quad 27$$

$$f_4^{iii} = 0,04 \frac{h_{c,red}}{D} + 0,4 \quad 28$$

$$f_4^{iv} = \left(\frac{R_t}{R_s} \right)^{0,25} \quad 29$$

Con una limitazione per i coefficienti che deve essere rispettata, ovvero:

$$f_4^i \cdot f_4^{iii} < 1 \quad 30$$

Per quanto riguarda gli altri due coefficienti che compaiono nella formulazione del calcolo del momento, i valori sono stati già calcolati in concomitanza con gli effetti di sollecitazione di momento dovuti ai carichi DL.

2.2.5.4 Determinazione delle sollecitazioni in zona sismica

Il metodo SDM non annovera uno studio dedicato alle azioni indotte da eventi sismici.

Poiché non esistono studi ufficiali in grado di dimostrare che le azioni sismiche abbiano nessuno o trascurabile effetto su questo tipo di strutture, un possibile approccio a questo tipo di verifica viene offerto (ed è ad oggi l'unico approccio ufficiale e ufficialmente impiegato) nel manuale CHBDC [1] che tratta questa tipologia di strutture. Il manuale propone un approccio semplificato per quanto le sollecitazioni indotte dagli eventi sismici su queste strutture: un metodo pseudostatico. Questo metodo prevede l'amplificazione degli effetti delle sollecitazioni in campo statico e, come indicato nelle normative (i.e. NTC 2018 – cap 5 – PONTI) [2], gli eventi sismici non sono valutati in combinazione con il transito di veicoli o più in generale con il traffico stradale. Nel momento in cui la combinazione, ovvero la somma, delle sollecitazioni in campo statico (i.e. DL) e gli effetti sismici (SMS) dovessero risultare superiori alla combinazione delle sollecitazioni in campo statico con gli effetti dinamici (i.e. traffico veicolare o LL più in generale), sarebbero i primi ad essere tenuti in considerazione per il dimensionamento della struttura. In appendice A, che riporta un esempio di calcolo di una struttura con il metodo SDM, questo discorso è stato dettagliato.

2.2.5.5 Determinazione delle sollecitazioni indotte da azioni a fatica

Quando si parla di condotte è implicito intendere opere di ingegneria che hanno lo scopo di realizzare un passaggio. Il passaggio può avvenire all'interno del volume occupato dalla struttura, sia ad esempio un tunnel per il transito di persone oppure una condotta idraulica che incanala la portata di un alveo, oppure al di sopra di essa e, in questi casi, la condotta funge da attraversamento o da ponte.

Nel secondo caso il transito di mezzi quali autoveicoli o treni, genera delle sollecitazioni ripetute nel tempo. In questo caso con "tempo" si intende la vita utile della struttura che può verosimilmente considerarsi pari ai 50 anni. Come è noto a qualsiasi ingegnere, le sollecitazioni ripetute su una qualsivoglia struttura chiamano in causa la sua capacità a resistere o meglio, a rispondere, ad effetti ciclici che nel tempo possono amplificarsi ovvero contribuire a danneggiamenti che possono comprometterne la funzionalità.

Il fenomeno della fatica, per queste ragioni, è da ormai alcuni anni considerato un fenomeno non trascurabile a livello della progettazione di una struttura che possa in qualche modo subirne gli effetti. I ponti sono strutture che necessariamente devono comprendere un'analisi a fatica. Il metodo SDM, anche per questo aspetto, è stato il primo ad introdurre all'interno del calcolo delle condotte metalliche un capitolo dedicato.

L'approccio alla trattazione della fatica è, dal punto di vista teorico, per la prima volta considerato nel metodo di calcolo SDM.

Da quanto detto è intuibile pensare che il calcolo degli effetti dovuti dalla fatica sia legato a carichi mobili: così è. Tuttavia, secondo quanto riportato nell'Eurocodice EN 1991-2 [1], gli schemi di carico da utilizzare per determinare questo tipo di sollecitazione sono due: Load Model 3 (LM3) e Load Model 4 (LM4).

Il progettista, in funzione della propria esperienza e della destinazione d'uso della struttura (il modello LM3 non è appropriato in caso di carichi ferroviari), andrà a determinare, così come fatto per il caso dei carichi LL per il calcolo delle sollecitazioni ordinarie, le tensioni indotte dai carichi mobili in regime di fatica secondo uno di questi modelli. Gli effetti delle sollecitazioni secondo gli schemi LM3 e LM4, sono da considerarsi carichi mobili ordinari e un possibile approccio alla determinazione delle tensioni indotte da questi carichi è riportato in seguito nel paragrafo dedicato.

Nel capitolo "Modelli di Carico e relativo calcolo delle sollecitazioni" è presente un paragrafo dedicato che discute come calcolare le sollecitazioni indotte dagli effetti dei modelli di carico adottati per le verifiche a fatica. Dalla letteratura emergono due tipologie di risultati diversi: una di tipo grafico e una di tipo funzionale per il solo modello di carico LM3 e risultato di un'interpolazione numerica di dati a loro volta rappresentati su di un grafico $h_{c,red}$ [m] - p_{fat} [kN/m].

Una volta ottenuto il valore della sollecitazione relativo a modelli di carico per le verifiche a fatica, anche in questo caso ci si ritrova a scomporre e trattare le sollecitazioni come composte da Compressione e Momento flettente. Le relazioni utilizzate dal metodo SDM sono le seguenti.

$$N_{fat,LMx} = f\left(\frac{H}{D}\right) = \begin{cases} p_{fat,LMx} + \frac{D}{2} \cdot q_k & se \ H/D \leq 0,25 \\ \left(1,25 - \frac{h_{c,red}}{D}\right) \cdot p_{fat,LMx} + \frac{D}{2} \cdot q_k & se \ 0,25 < H/D \leq 0,75 \\ 0,5 \cdot p_{fat,LM3} + \frac{D}{2} \cdot q_k & se \ 0,75 > H/D \end{cases} \quad 31$$

Si osserva come la formulazione, ragionevolmente, richiami quella già introdotta per il calcolo degli effetti dei modelli di carico dovuti al traffico in situazioni "normali".

Per quanto riguarda le sollecitazioni di Momento il discorso è analogo. La formulazione già introdotta per il momento in caso di traffico veicolare, si mantiene sostituendo il valore $p_{fat,LMx}$.

$$M_{fat,LMx} = f_4^i \cdot f_4^{ii} \cdot f_4^{iii} \cdot f_4^{iv} \cdot D \cdot p_{fat,LMx} + S_{ar} \cdot \left(\frac{R_t}{R_s}\right)^{0.75} \cdot q_k \cdot f_1 \cdot f_{2,cover} \cdot D^2 \quad 32$$

3 Calcolo delle Combinazioni di carico

Il calcolo delle combinazioni di carico è il passaggio obbligato per la verifica delle strutture secondo le più recenti normative Nazionali ed Europee basate sul principio degli stati limite.

Questo tipo di approccio al calcolo delle condotte in acciaio non è diffuso o almeno meno di quanto si possa essere indotti a pensare. Le ragioni sono semplici e possono essere così riassunte:

- Questa soluzione strutturale è poco diffusa. Ne deriva il fatto che è estremamente raro trovare progetti recenti che contemplino questa tipologia strutturale. D'altra parte, poiché si tratta di una soluzione ingegneristica valida e in concomitanza con una ripresa dell'ingegneria del territorio in Italia e altri paesi dell'Europa, è sempre più frequente potersi trovare ad affrontare un progetto che preveda l'impiego di una condotta in acciaio strutturale.
- Pur essendo un prodotto conosciuto, in particolare regioni del globo come America e Africa, se equiparato a soluzioni che prevedono l'utilizzo del calcestruzzo la diffusione di questa soluzioni tecnica può ritenersi

scarsa. I metodi di calcolo sono obsoleti e rilegati ad altri decenni, le ricerche in merito a queste strutture sono limitate e solo pochi gruppi di ricerca nel Mondo (quello di Petterson e Wadi è uno di questi) si sono occupati negli anni di approfondire, migliorare e diffondere la cultura relativamente a queste strutture.

Queste due ragioni, tuttavia, non possono giustificare un qualsiasi progettista che si accinga a scegliere una condotta come elemento strutturale in risposta ad un problema. Così come qualsiasi altra struttura, anche per le condotte è obbligatorio condurre le verifiche strutturali, indipendentemente dalla tipologia di calcolo che si intenda adottare per la stima delle sollecitazioni, seguendo le regole descritte dai metodi che trattano gli Stati Limite: il metodo delle Tensioni Ammissibili non può e non deve essere più utilizzato, se non per un pre-dimensionamento di massima che non costituisce in ogni caso un progetto definitivo.

3.1 Modelli di Carico e relativo calcolo delle sollecitazioni

3.1.1 Modelli di carico e relativo calcolo delle tensioni e carichi lineari equivalenti

In questo capitolo viene offerta una panoramica per quanto riguarda la valutazione dei modelli di carico con cui è probabile avere a che fare dovendo pre-dimensionare o verificare una condotta. Senza dettagliare a questo livello gli aspetti idraulici, ma ponendo l'attenzione sui carichi transitanti, è condizione comune che la struttura sia inserita in un contesto di infrastruttura viaria o ferroviaria.

La sollecitazione equivalente statica, che viene presa in considerazione per la valutazione dell'effetto del "Live Load", si ricava a partire dagli schemi di carico suggeriti dalle Norme Tecniche nazionali o internazionali e, in taluni casi per applicazioni eccezionali di queste strutture (non rare), considerando schemi di carico particolari.

Questi ultimi, a cui verrà dato un accenno nel seguito, sono schemi di carico che vengono costruiti a partire dalla natura del mezzo transitante.

Non avendo a disposizione complessi software agli elementi finiti è tuttavia possibile valutare gli effetti dei carichi a diverse profondità con l'ausilio di programmi per la modellizzazione matematica (i.e. Octave, Matlab, Mathematica) che implementano calcoli approssimati derivanti da teorie consolidate. Un esempio è il problema di Boussinesq. Nel 1885 Boussinesq fornì una soluzione analitica al problema della diffusione delle tensioni in un semi-spazio elastico.

In prima battuta questo approccio permette di valutare le tensioni massima indotte nel terreno e dovute ad un carico puntuale. L'obiettivo non è quello di identificare in modo puntuale gli effetti del carico transitante, quanto quello di valutare la tensione massima indotta nel terreno e dovuta alla presenza del mezzo mobile. Tale tensione è quella che viene utilizzata nei calcoli per la verifica della struttura.

I metodi di calcolo che sono trattati in questo manoscritto, fanno riferimento al calcolo di queste strutture sollecitate da una tensione su unità di superficie (generalmente espressa in kN/m^2) oppure facendo riferimento ad un carico lineare equivalente (espresso in kN/m).

Il calcolo parte dallo schema di carico e utilizza la formulazione proposta da Boussinesq per un carico puntuale:

$$\sigma_v = \frac{3 \cdot P \cdot h_{c,red}^3}{2 \cdot \pi \cdot s^5} \quad 33$$

Da cui è possibile ricavare anche il valore del carico lineare equivalente che genera la medesima tensione a livello del tetto della struttura (i.e. punto meno approfondito della struttura metallica).

$$p_{traffic} = \frac{\pi \cdot h_{c,red}}{2} \sigma_v \quad 34$$

Nelle figure di seguito i risultati ottenuti secondo gli schemi di carico proposti dalle NTC-2018.

I modelli rappresentati non rappresentano la totalità delle possibili combinazioni di carico, tuttavia, sono qui riportati i risultati per gli schemi di carico maggiormente diffusi e utili per questa tipologia di strutture.

In base alle necessità è possibile risolvere schemi di carico diversi.

Di norma, per approssciare e adottare i diversi metodi di calcolo, sono utili due tipologie di grafici per i carichi mobili interpretati con effetti statici. Tali grafici assumono la forma qui di seguito riportata: in ascisse la profondità (o altezza di rilevato equivalente calcolata rispetto al piano carrabile) e in ordinata gli effetti espressi come pressione o forza al metro lineare. In particolare, questo risultato viene utilizzato nel metodo di calcolo SDM.

MODELLO DI CARICO LMI - PONTI STRADALI NTC2018

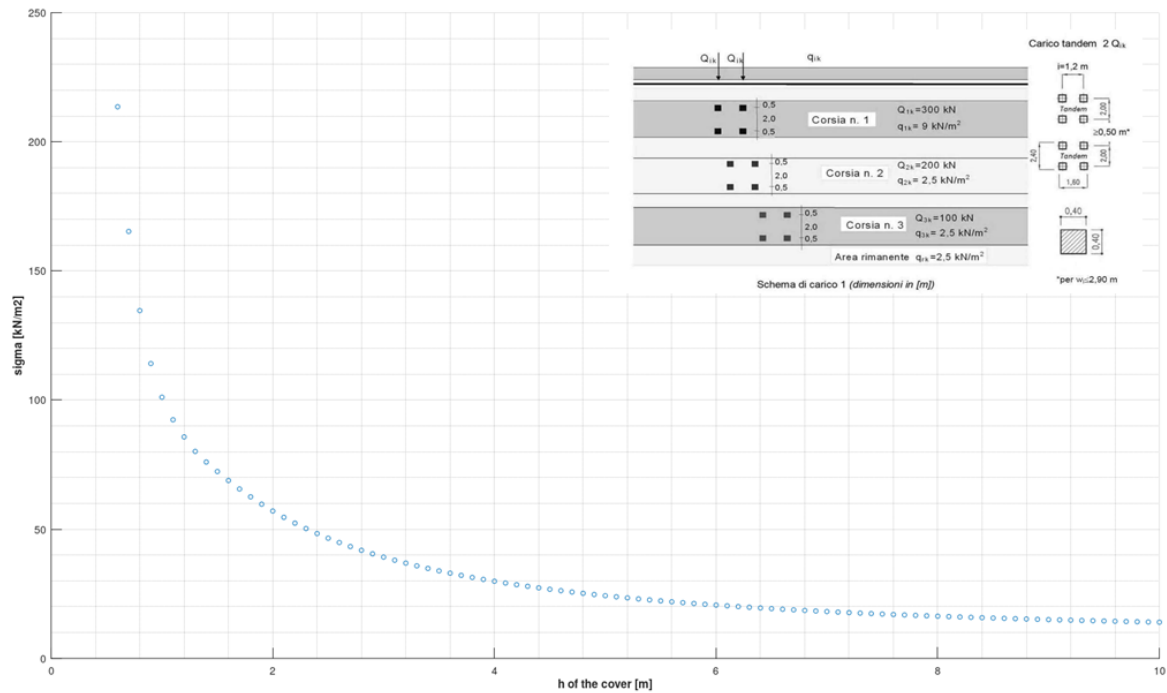


Figura 8

MODELLO DI CARICO LM1 - PONTI STRADALI NTC 2018

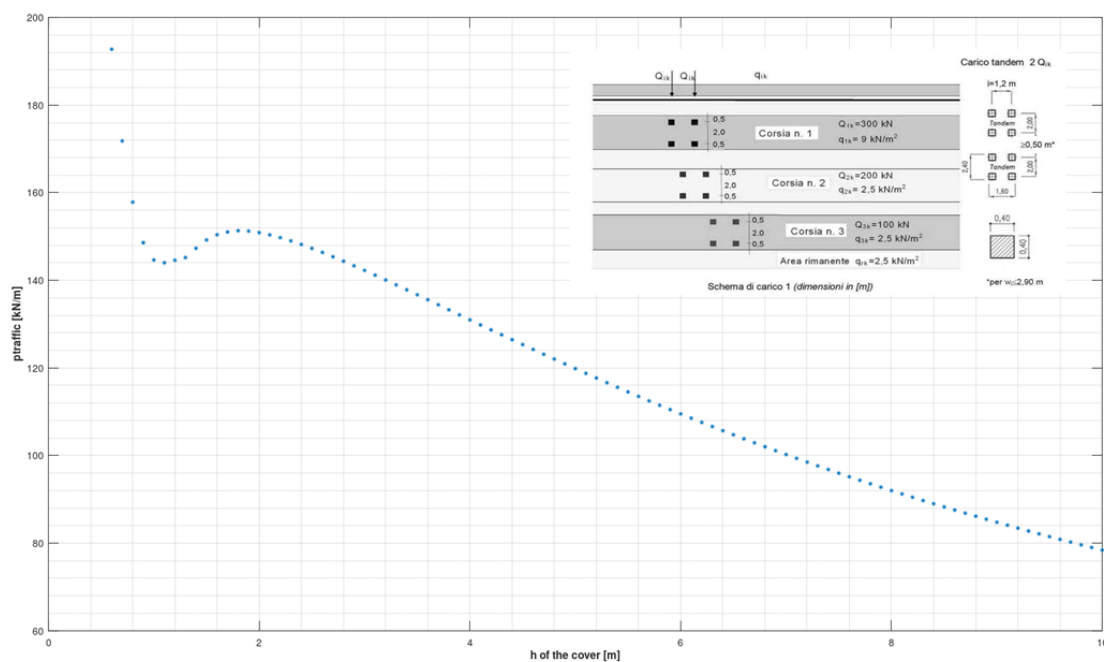


Figura 9

L'ufficio tecnico Tubosider – Condotte ha sviluppato attraverso il SW Octave un calcolo automatizzato (script) delle sollecitazioni indotte dai carichi mobili in funzione della disposizione dei carichi e della loro disposizione geometrica in superficie.

Per i diversi casi lo script è adattabile inserendo le posizioni relative dei carichi puntuali in funzione della disposizione delle impronte.

Nella figura 10 i risultati ricavati dallo script sviluppato su Octave sono stati rielaborati con Excel per offrire una comparazione e una sovrapposizione dei dati per quanto riguarda i valori di tensione $[kN/m^2]$ e traffico lineare equivalente $[kN/m]$.

Effetti Schema di Carico LM1 (3 corsie) & LM2

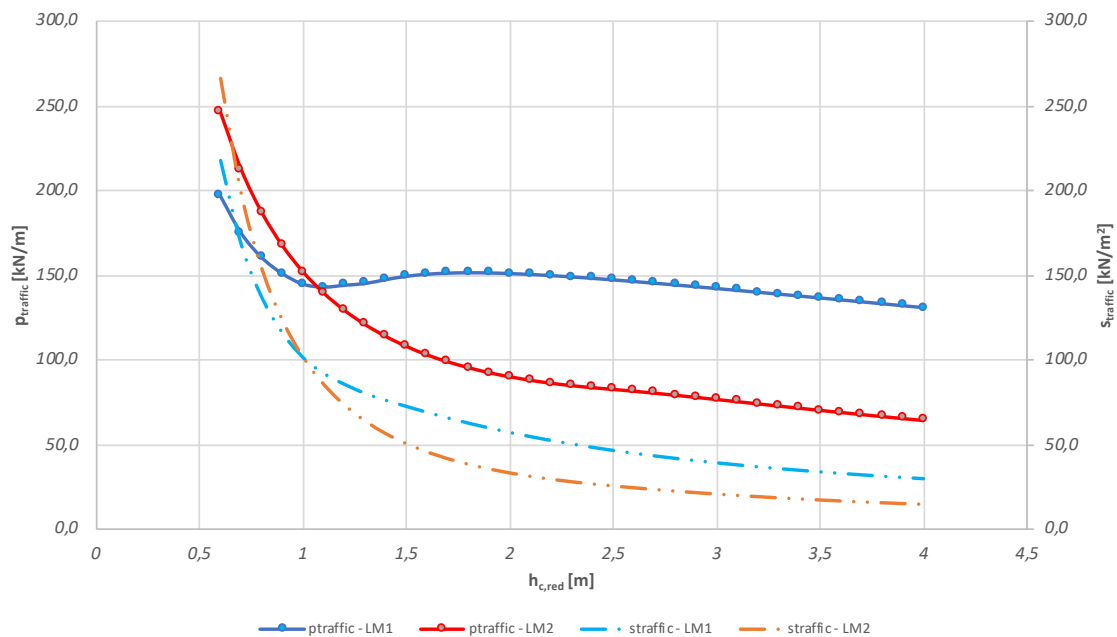


Figura 10

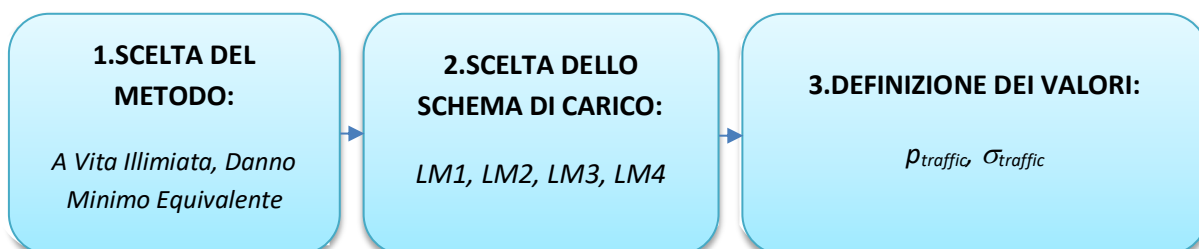
Le simulazioni sono state condotte sino ad una profondità indicativa di 4.00 m. Questo valore non è un limite superiore e può essere aumentato in funzione dello spessore delle lastre, della numerosità dei bulloni, della presenza di opere accessorie che possono aumentare la portanza della struttura, delle proprietà meccaniche del terreno, *et caetera*.

3.1.2 Modelli di carico per la verifica a Fatica

Per quanto relativo agli effetti della fatica le sollecitazioni possono essere calcolate esattamente come descritto nel paragrafo precedente.

In funzione della tipologia di schema di carico che il progettista decide di adottare, scegliendo da quanto proposto dalla normativa di riferimento, il calcolo passa attraverso la definizione del valore del $p_{traffic,fat}$ che servirà, insieme con il valore del carico distribuito suggerito sempre dalla normativa, al calcolo delle sollecitazioni di compressione e di momento impiegate nelle verifiche a fatica della struttura.

In buona sostanza l'algoritmo progettuale per le verifiche a fatica segue tre macro-step.



A titolo di esempio è possibile fare specificatamente riferimento allo schema LM3. Il risultato del calcolo utilizzando le formulazioni proposte di Boussinesq portano al grafico in figura 11.

Effetti Schema di Carico LM3 - Verifiche a Fatica

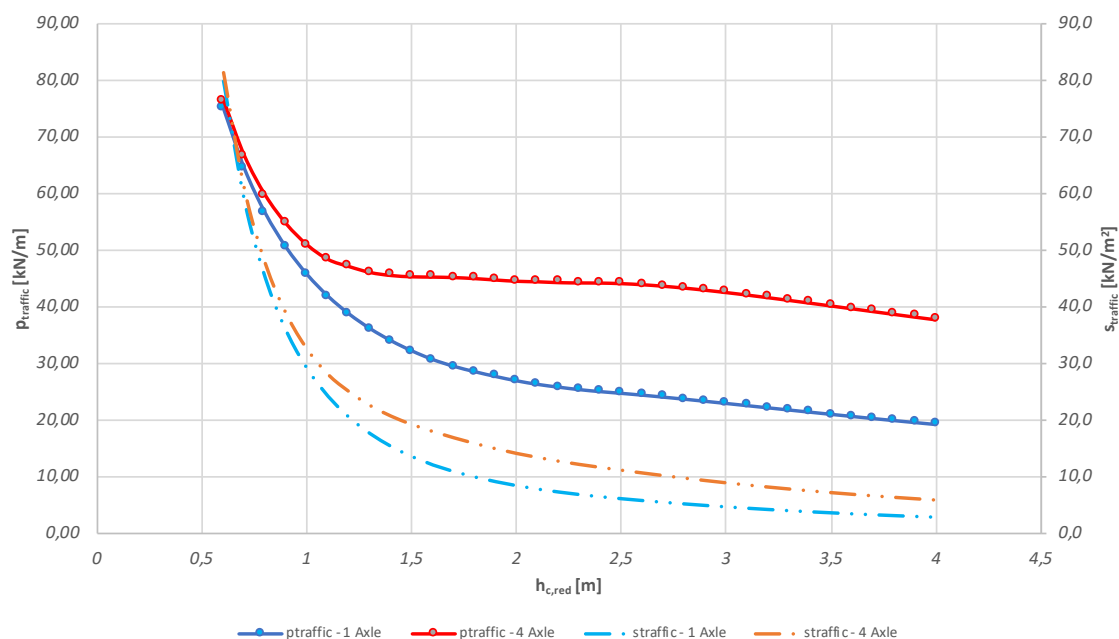


Figura 11 – Grafico che riporta, per diversi valori di ricoprimento, l'effetto dei carichi secondo il modello LM3

4 Il calcolo per la progettazione


Il calcolo per la progettazione di queste strutture richiede l'utilizzo di coefficienti di combinazione delle sollecitazioni indotte sulla struttura (i.e. quelle calcolate nei precedenti capitoli) e l'impiego di coefficienti di sicurezza. Il punto di partenza per il calcolo di queste strutture è quello previsto con l'impiego del concetto Stati Limite.

Rimandando al capitolo dedicato, che si propone in ogni caso di fare un richiamo teorico a quanto già ampiamente discusso nelle normative nazionali ed europee, in questa fase si richiamano alcuni aspetti ritenuti fondamentali:

1. Se nelle vecchie normative nazionali (NTC 2008), pur sottolineando l'obbligo all'utilizzo degli Stati Limite piuttosto che alle Tensioni Ammissibili, era stato mantenuto il capitolo 2.7. Con l'avvento delle nuove normative il capitolo 2.7 è stato eliminato del tutto
2. Le nuove NTC, con particolare attenzione legata alle opere assimilabili a ponti, pongono maggiore attenzione e dettagliano quanto già introdotto nelle vecchie normative circa la Compatibilità Idraulica. Questo aspetto tecnico è di assoluta importanza considerata la sempre più diffusa consapevolezza dei rischi idrogeologici del territorio nazionale. Con il passare degli anni la ricerca ha permesso di aumentare il livello di conoscenza e consegnato alla pratica strumenti sempre più affinati per permettere una consapevole e attenta progettazione a favore della sicurezza del territorio e soprattutto delle persone.
3. In merito alla risposta delle strutture metalliche tipo Tubosider in caso di eventi sismici, essendo la ricerca ancora in un fase esplorativa per capire e descrivere la corretta risposta di queste strutture a questi fenomeni, le verifiche così come descritte richiamano gli aspetti noti e si limitano a presentare quanto fino ad ora sviluppato e messo a punto, in attesa di poter affinare anche questo "capitolo" per il calcolo e la verifica di queste strutture, così come richiesto dalle normative tecniche.

Per quanto riguarda gli Stati Limite, è necessario ricordare l'esistenza di due tipologie principali:

- Stati Limite in fase di Esercizio (SLE)
- Stati Limite Ultimi (SLU)

Più in generale, tutte le opere e le categorie strutturali devono possedere requisiti :

- di sicurezza nei confronti degli SLU: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio o dissesti gravi, che possano compromettere l'incolumità delle persone o la perdita di beni [...]
- di sicurezza nei confronti degli SLE: capacità di fornire le prestazioni previste in fase di esercizio; [...] Una struttura che presenti deformazioni eccessive, ad esempio, pur mantenendosi in un regime di sicurezza potrebbe compromettere la corretta fruibilità della struttura.
- di sicurezza contro gli incendi
- durabilità ovvero la capacità della struttura di mantenere nell'arco dell'intera vita per cui è stata progettata le prestazioni richieste
- robustezza intesa come la capacità di evitare danni sproporzionali rispetto all'entità di possibili cause innescanti eccezionali quali esplosioni o urti.

A loro volta con questi due livelli, in concomitanza con gli effetti sismici, vengono introdotti:

- Parlando di SLE, a seguito di eventi sismici si introducono concetti di resilienza strutturale a favore della continuità funzionale della struttura, quali
 - o Stati Limite di Operatività (SLO)
 - o Stati Limite di Danno (SLD)
- Parlando di SLU, a seguito di eventi sismici si introducono concetti di resilienza strutturale a favore di sicurezza per prevenire danni a cose o persone, quali
 - o Stati Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)
 - o Stati Limite di Prevenzione del Collasso (SLC)

5 Dettagli tecnici sulle verifiche a fatica

Prima di passare ad un calcolo applicativo di esempio utilizzando il metodo SDM, è opportuno dedicare un capitolo a parte per quanto riguarda il fenomeno della fatica.

Avendo introdotto le modalità con le quali il metodo SDM tratta questo argomento e avendo mostrato gli effetti dovuti alle sollecitazioni dinamiche in caso di calcolo a fatica, è opportuno dettagliare questo argomento.

Il concetto della fatica è ampiamente trattato nell'Eurocodice. In particolare, a questo è dedicato il documento specifico EN-1993-1-9 e, per quanto riguarda i ponti in acciaio, il documento EN-1993-2.

Il primo documento EN-1993-1-9 è di fondamentale importanza. Al capitolo 3 del documento viene esplicitato che la verifica a fatica può essere fatta usando alternativamente:

- Il metodo *damage tolerant*
- Il metodo *safe life*

Rispettivamente questi due metodi sono richiamati all'interno delle NTC2018 (capitolo 5) come "Verifiche a danneggiamento" e "Verifiche a vita illimitata".


Il primo metodo, sempre citando la normativa europea, dichiara che questo approccio permette di effettuare una verifica della struttura al fine di garantirne il funzionamento per la sua intera vita di progetto, ammesso che la stessa struttura sia monitorata e possa essere garantita allo stesso tempo una corretta manutenzione.

La norma sottolinea altri tre aspetti:

1. Il metodo denominato *damage tolerant* può essere impiegato quando durante gli eventi che producono un danneggiamento a fatica la struttura sia in grado di ripartire i carichi (o le sollecitazioni) agli altri elementi della struttura. Queste condizioni, per la natura stessa delle condotte, possono ritenersi soddisfatti. Ricordiamo infatti che questo tipo di strutture lavorano in collaborazione con il terreno e ogni singola latta collabora con gli altri elementi strutturali in un'orchestra strutturale omogenea.

2. Le normative nazionali prevedono che venga redatto un piano di manutenzione per queste strutture. Questo accade sul territorio nazionale italiano, in quanto tra i documenti previsti esiste proprio il piano di manutenzione dell'opera che deve essere redatto di volta in volta in funzione del progetto.
3. I materiali e le strutture utilizzati siano *damage tolerant* (interpretabile come duttili)

Il secondo metodo introduce invece un tipo di analisi in grado di garantire il corretto funzionamento dell'opera per la sua intera vita di progetto senza la necessità di ispezioni periodiche volte a verificare i danni dovuti a possibili danneggiamenti a fatica di queste strutture. Questo tipo di metodo viene applicato in particolare quando la formazione di rotture o cedimenti in uno dei componenti della struttura stessa può compromettere rapidamente il suo funzionamento portando al collasso. Anche in questa situazione, per la natura stessa di queste costruzioni metalliche, le condotte possono essere considerate non soggette a questo tipo di problematica: la ridondanza di elementi quali bulloni e l'interazione con un rilevato tecnico che ha a sua volta un ruolo strutturale, possono porre il progettista in una situazione lontana da un cedimento repentino della struttura.

Proprio per le ragioni appena esposte, il metodo del danno equivalente è quello più largamente diffuso. Tuttavia, in questa sezione saranno presentati entrambi i metodi, riportando quando presentato in una pubblicazione del dott. Wadi  nel 2012.

Sono principalmente due le caratteristiche principali che differenziano i due metodi: un caratteristica di tipo progettuale e una seconda caratteristica formale.

Nel primo caso il progettista deve fare una valutazione relativamente all'opera, andando a valutarne le caratteristiche. Nel caso in cui:

- il dettaglio strutturale, i materiali e i livelli di sollecitazione siano tali che la formazione di una frattura iniziale generi a sua volta una propagazione nulla o contenuta (nel tempo) del danno;
- è ragionevole supporre l'esistenza di percorsi di rottura differenti
- è ragionevole che si possano innescare, siano questi previsti a progetto o no, interruzioni della propagazione del danno (e.g. foronomia)
- è previsto che la struttura sia prontamente e facilmente ispezionabile al fine di garantire una manutenzione periodica

allora la scelta per quanto riguarda la verifica a fatica della struttura può avvenire impiegando il metodo *damage tolerant*.

In caso in cui il dettaglio strutturale e il livello di stress risultante, a fatica, sia tale da raggiungere il valore β di riferimento uguale a quello richiesto o impiegato per le verifiche allo stato limite ultimo a fine vita della struttura, il metodo di approccio che garantisce di ottenere l'affidabilità richiesta per la struttura in regime di fatica è quello denominato *safe life*.

In termini pratici i due metodi si differenziano sostanzialmente per i valori che assume il fattore parziale γ_{MF} (tabella 1) **[confronto verifiche a fatica alluminio e acciaio]**.

Metodo di Verifica Impiegato	Conseguenza	
	Basso rischio – conseguenze non gravi	Alto rischio – conseguenze gravi
Danno Tollerato	1,00	1,15
Safe Life	1,15	1,35

Tabella 1

Già a questo livello si voglia sottolineare come le condizioni operative, geometrico/strutturali e di ispezione delle condotte in acciaio corrugato, siano tali da poter ricadere sempre (o quasi) in contesti che possono essere approcciati con il metodo *damage tolerant*.

Il capitolo 8 del documento EN-1993-1-9 definisce quali sono le verifiche che debbono essere soddisfatte.

Siano le tensioni calcolate nominali, nominali modificate o geometriche (rif. EN-1993-1-3 cap. 6) relative ai carichi frequenti (EN 1990 e relative norme nazionali), questi valori tensionali devono essere tali da soddisfare le seguenti relazioni.

$$\Delta\sigma \leq 1,5 \cdot f_{yk} \quad 35$$

$$\Delta\tau \leq 1,5 \cdot f_{yk} / \sqrt{3} \quad 36$$

E inoltre,

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E.2} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \quad 37$$

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E.2} \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf}} \quad 38$$

Nel caso di effetti combinati

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E.2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} \right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E.2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf}} \right)^3 \leq 1,0 \quad 39$$

Per valutare questo tipo di condizioni è necessario possedere i valori di progetto per quanto riguarda:

- valori tensionali derivanti dal calcolo $\Delta\sigma$ e $\Delta\tau$
- valori tensionali di riferimento per effetti dovuti alla fatica e, in mancanza di altri dettagli, riferiti a 2×10^6 cicli ovvero $\Delta\sigma_{E.2}$ e $\Delta\tau_{E.2}$. Il valore 2 si riferisce proprio al numero di cicli 2×10^6
- valori tensionali equivalenti riferiti al N di cicli scelti ovvero $\Delta\sigma_c$ e $\Delta\tau_c$

I valori tensionali derivanti dal calcolo vengono calcolati in condizioni di esercizio come indicato nell'eurocodice EN-1993-1-9 al paragrafo 5. Nel caso specifico, il metodo SDM calcola i valori tensionali e di sollecitazioni come indicato nel paragrafo precedente dedicato.

I valori tensionali di riferimento vengono definiti in fase progettuale sulla base della scelta della categoria di dettaglio degli elementi che compongono la struttura. Questi valori, definiti come $\Delta\sigma_c$, possono essere valutati mediante l'utilizzo delle curve bi-logaritmiche S-N. In figura 0 sono riportate le curve per quanto riguarda le tensioni σ , mentre in appendice è possibile osservare le curve relative alle tensioni di taglio τ .

Curva bi-logaritmica S-N

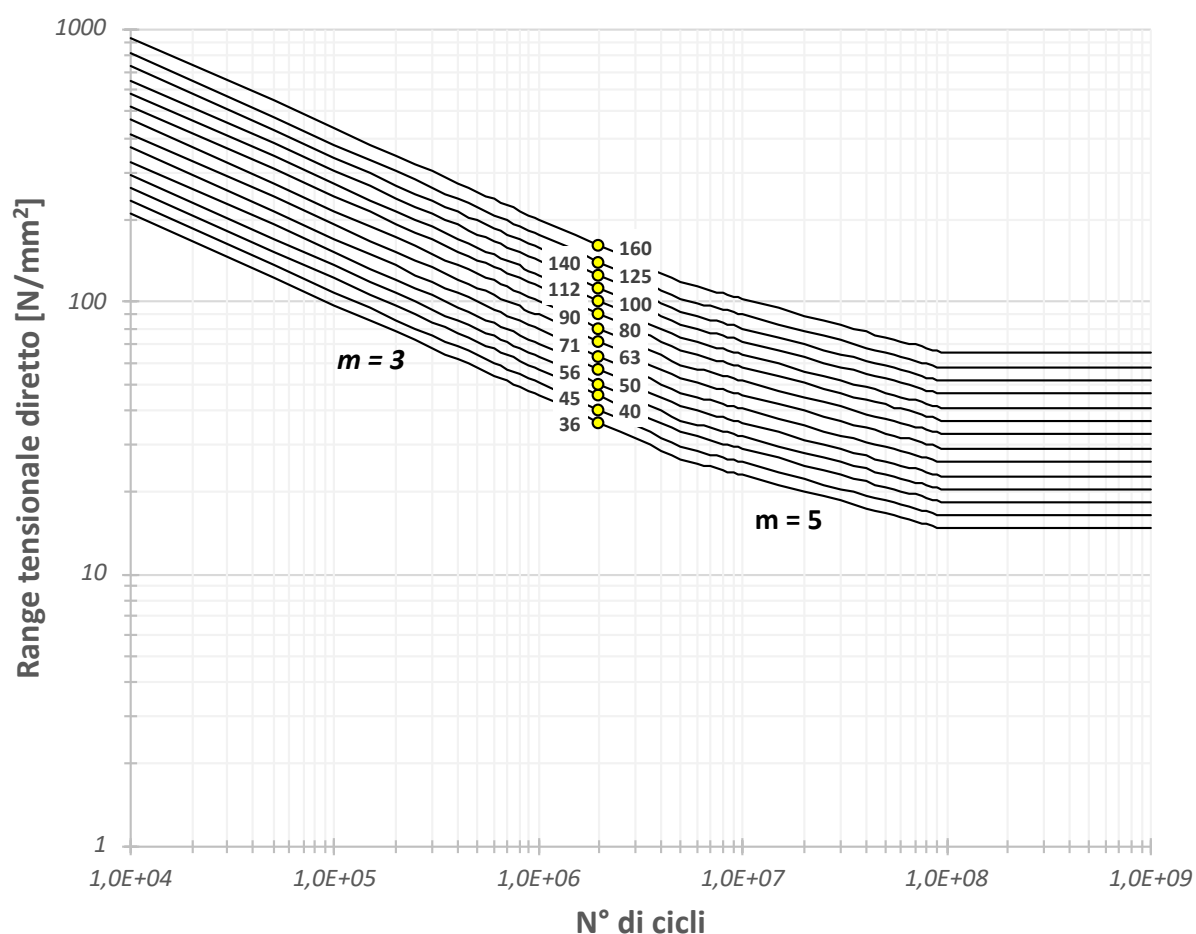


Figura 12 – Curve S-N per le tensioni di riferimento in relazione al numero di cicli. I cerchi gialli, relativi ad un valore di cicli pari a 2 milioni (2×10^6), sono quelli a cui si fa riferimento parlando di “dettagli costruttivi”

Le curve in figura 12 rappresentano dunque i range tensionali di riferimento in funzione del numero di cicli. Qualora a livello progettuale risultasse necessario utilizzare valori differenti, le funzioni delle curve sono proposte nel seguito.

$$\Delta\sigma_R^m \cdot N_R = \Delta\sigma_c^m \cdot 2 \times 10^6 \quad 40$$

Con $m = 3$ e per $N \leq 5 \times 10^6$, e con il valore limite di tensione ad ampiezza costante

$$\Delta\sigma_D = \left(\frac{2}{5}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \Delta\sigma_c = 0,737 \cdot \Delta\sigma_c \quad 41$$

Questo valore rappresenta il valore limite al di sotto del quale (parlando in valore assoluto) non sono stati rilevati danni durante i test in cui i provini sono stati sottoposti a tensioni ad ampiezza costante. Allo stesso modo durante i test di fatica ad ampiezza variabile, mantenersi sotto questi valori non ha portato danni agli elementi strutturali soggetti a fatica.

Per valori nominali di tensione in un range al di sopra e al di sotto di questo limite $\Delta\sigma_D$, la resistenza a fatica dovrebbe essere estesa alle curve S-N considerando anche il ramo avente coefficiente $m=5$ e il ramo orizzontale. In particolare per il primo ramo avente un $m=5$ l'equazione 40 si modifica come segue:

$$\Delta\sigma_R^m \cdot N_R = \Delta\sigma_c^m \cdot 5 \times 10^6 \quad 42$$

Fino ad un numero di cicli pari 1×10^8 .

Definito il range di riferimento come l'intervallo di stress compreso tra il livello di sollecitazione maggiore e minore ($\Delta\sigma_{\max}$ e $\Delta\sigma_{\min}$), si passa dunque al calcolo del livello tensionale equivalente che dovrà poi, secondo quanto riportato nelle equazioni 37 e 38, con il livello tensionale di riferimento per le verifiche a fatica $\Delta\sigma_c$ e $\Delta\tau_c$.

Mantenendo come riferimento le disequazioni 37 e 38, è necessario introdurre una nuova disequazione più generale (rif. Paragrafo 9.4 EN-1993-2).

$$\Delta\sigma_{E.x} = \phi_2 \cdot \prod \lambda \cdot \Delta\sigma_p \quad 43$$

Ovvero la norma riconduce gli effetti di una tensione variabile tra un valore minimo e massimo (range tensionale) ad un danno equivalente di x numero di cicli. Di base questo valore di riferimento è 2×10^6 , lo stesso numero di cicli usato come numero di riferimento nelle curve S-N come prima esposto. Il valore $\Delta\sigma_p$ rappresenta in valore assoluto il range tensionale ovvero la differenza algebrica assoluta tra lo stato tensionale minimo e quello massimo. La produttoria è riferita alla combinazione lineare di fattori λ di danno equivalente: uno dei metodi per valutare questo prodotto è chiamato proprio Metodo- λ ed è esposto nel seguito. Infine, il valore Φ_2 , è un fattore di danno equivalente di impatto che per ponti stradali assume di base valore unitario, mentre per i ponti ferroviari il valore può variare (EN-1991-2).

Che si tratti di un carico tipo LM71, SW/0 o SW/2, il valore Φ può assumere due valori differenti in funzione della natura della tratta. Qualora la tratta si di tipo ad alto livello di manutenzione, il valore di Φ assume la seguente forma:

$$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82 \quad 44.a$$

Con un valore di Φ_2 che varia tra 1 e 1,67.

Mentre in caso contrario:

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,63 \quad 44.b$$

E con un valore di Φ_3 che varia tra 1 e 2.

L_ϕ è un valore tabellare. La figura 13 riporta un estratto della norma EN-1991-2 e in particolare la tabella 6.2 per la definizione della lunghezza per il calcolo dei fattori in equazione 44.a e 44.b.

Case	Structural element	Determinant length L_{ϕ}
Steel deck plate: closed deck with ballast bed (orthotropic deck plate) (for local and transverse stresses)		
	Deck with cross girders and continuous longitudinal ribs:	
1.1	Deck plate (for both directions)	3 times cross girder spacing
1.2	Continuous longitudinal ribs (including small cantilevers up to 0,50 m) ^a	3 times cross girder spacing
1.3	Cross girders	Twice the length of the cross girder
1.4	End cross girders	3,6m ^b
	Deck plate with cross girders only:	
2.1	Deck plate (for both directions)	Twice cross girder spacing + 3 m
2.2	Cross girders	Twice cross girder spacing + 3 m
2.3	End cross girders	3,6m ^b
Steel grillage: open deck without ballast bed ^b (for local and transverse stresses)		
3.1	Rail bearers: - as an element of a continuous grillage - simply supported	3 times cross girder spacing Cross girder spacing + 3 m
3.2	Cantilever of rail bearer ^a	3,6m
3.3	Cross girders (as part of cross girder/ continuous rail bearer grillage)	Twice the length of the cross girder
3.4	End cross girders	3,6m ^b
^a In general all cantilevers greater than 0,50 m supporting rail traffic actions need a special study in accordance with 6.4.6 and with the loading agreed with the relevant authority specified in the National Annex. ^b It is recommended to apply ϕ_1		

Figura 13 - tabella 6.2 per la definizione della lunghezza per il calcolo dei fattori in equazione 44.a e 44.b

Una possibile strada per il calcolo dei livelli tensionali equivalenti o valori nominali di progetto $\Delta\sigma_{E,2}$ e $\Delta\tau_{E,2}$ è quella che prevede l'impiego del metodo λ . Si tratta di un metodo "chiuso" utilizzato per la verifica della struttura agli effetti della fatica. Il metodo consente al progettista di effettuare il calcolo dei fattori λ impiegati successivamente per il calcolo di uno stress equivalente.

L'idea di base del metodo è considerare che il danno causato dagli effetti della fatica è associabile ad un danno equivalente a 2 milioni di cicli. Ovviamente il progettista può adattare questa verifica, fermo restando il rispetto delle normative tecniche, in base al progetto.

Il fattore λ , o fattore di danno equivalente, nel metodo è ottenuto tramite una combinazione lineare di altri quattro fattori e deve risultare comunque inferiore ad un valore massimo λ_{max} . In altri termini

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \quad 44. a$$

$$\lambda \leq \lambda_{max} \quad 44. b$$

La normativa definisce il calcolo di questo fattore sulla base della lunghezza critica della linea di influenza (o dell'area di influenza) in funzione dello schema strutturale. L'intervallo dei valori considerati nell'Eurocodice è compreso tra un valore di 10 m minimo e un valore di 80 m massimo. In letteratura è possibile trovare applicazioni per diversi inferiori o superiori ■.

Per il calcolo di quella che è la lunghezza critica, l'Eurocodice fornisce le indicazioni e, in particolare per le strutture ad arco, come possono essere le condotte sulla base del loro funzionamento, considera questa lunghezza pari alla metà della luce. Ad oggi, sulla base di questa considerazione, è possibile constatare come per le condotte in acciaio è quasi impossibile eccedere il valore di lunghezza critica pari a 10 m. Sono ancora rare, infatti, le applicazioni in cui l'utilizzo di questa tecnologia ha permesso di arrivare a luci di una certa importanza e tali da superare la lunghezza critica di 10 m. Sia per ragioni di calcolo, che per ragioni di natura tecnica, queste strutture sono molto diffuse per luci fino a 10.00-12.00 m. Solo negli ultimi anni si è osato superare questi limiti ed arrivare a luci più grandi del doppio.

Solo nel 2019, la società ViaCon, ha realizzato il record mondiale realizzando un ponte con la tecnologia delle condotte multi-lastra, negli Emirati Arabi Uniti, installando una tripla struttura. Il ponte in progetto ha previsto la realizzazione di tre campate, le due più grandi aventi luce superiore ai 32.00 m (figura 14).



Figura 14 – Immagine presa direttamente dal sito di ViaCon

Quest'opera è da considerarsi un unicum nel suo genere e rappresenta una grande conquista nel settore delle condotte in acciaio. Sia a livello progettuale, di calcolo che realizzativo questa struttura è da considerarsi come un punto di partenza per le strutture future che potranno essere realizzate con questa soluzione tecnica sempre più all'avanguardia.

Ritornando sul tema della definizione e del calcolo dei quattro (cinque considerando anche il valore λ_{max}) di danno equivalente, essi sono così presentati.

λ_1 . Questo fattore definisce il danneggiamento imputabile al traffico ed è funzione della lunghezza della linea o dell'area di influenza critica. L'Eurocodice fornisce indicazioni su come calcolare il valore della lunghezza della linea di influenza critica, da utilizzare nella definizione del fattore λ_1 , in funzione della tipologia strutturale. La lunghezza della linea di influenza critica di una struttura non ha nulla a che fare con la posizione del massimo momento per una medesima tipologia strutturale e definibile attraverso l'analisi della struttura per arrivare ad ottenere la linea di influenza.

Non riportando completamente quanto già contenuto nel capitolo 9.5 dell'Eurocodice, per spiegare quanto appena scritto si può fare un esempio. L'EN-1993-2 dice:

“Nella determinazione di λ_1 , la lunghezza critica della linea di influenza o dell'area può essere calcolata come segue:

a) Per i momenti:

- per una trave semplicemente appoggiata, la lunghezza L_i

[...]

d) Per i ponti ad arco:

- [...]
- per gli archi, la metà della luce dell'arco"

Ne si desume per la lunghezza critica della linea di influenza critica per una trave semplicemente appoggiata sia l'intera luce della struttura. Se questa luce venisse considerata pari a 10 m, il valore di λ_1 sarà uguale a 2.55. Per una generica trave semplicemente appoggia [...calcolo della linea di influenza] l'ordinata della linea di influenza o posizione lungo l'asse della trave dove si avrebbe la massima sollecitazione di momento sarebbe a metà della luce della struttura stessa.

[...]

Definito il valore della lunghezza critica della linea di influenza, il valore di λ_1 è desunto per via grafica (figura 15), e assume valori differenti in funzione del fatto che l'analisi della struttura venga fatta i nella zona in mezzeria o sulle spalle del ponte. Nel caso delle condotte, per ovvie ragioni, il valore di interesse è quello in mezzeria. Per quanto esposto in precedenza, il valore della lunghezza critica della linea di influenza è quasi sempre inferiore al valore 10 m.

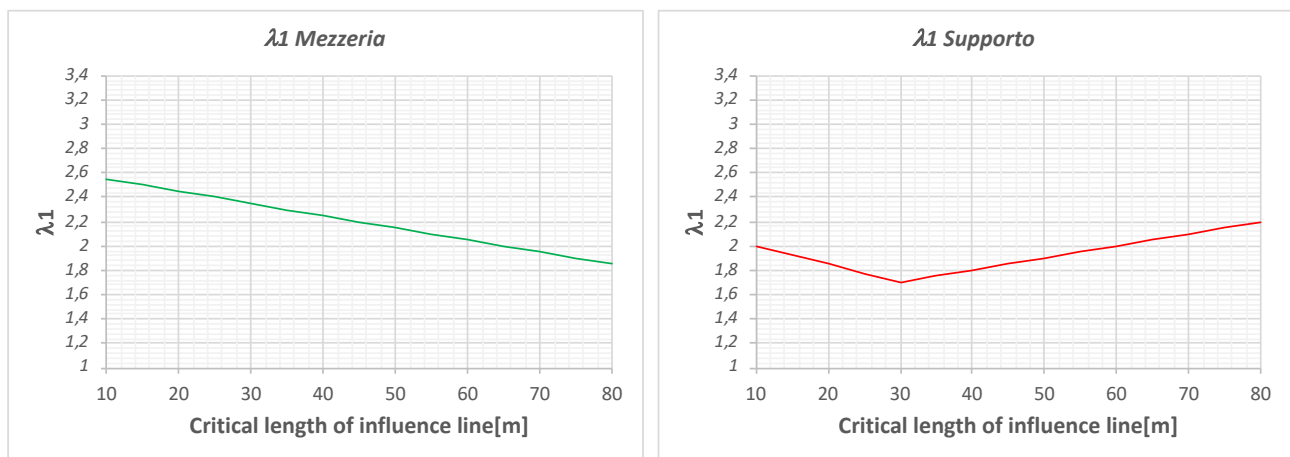


Figura 15

In ogni caso per valori di lunghezza critica inferiori ai 10 m è possibile prendere come valore di riferimento di λ_1 quello corrispondente ad un valore di 10 m (i.e. $\lambda_1 = 2.55$).

Poiché questi grafici sono estrapolazioni di simulazioni numeriche, esistono alcuni studi, non ancora assimilati all'interno dell'Eurocodice, che propongono valori di λ_1 per valori di lunghezza critica inferiori ai 10 m e diversi dal valore di 2.55 (figura 16) [1]. Può essere questa una scelta progettuale.

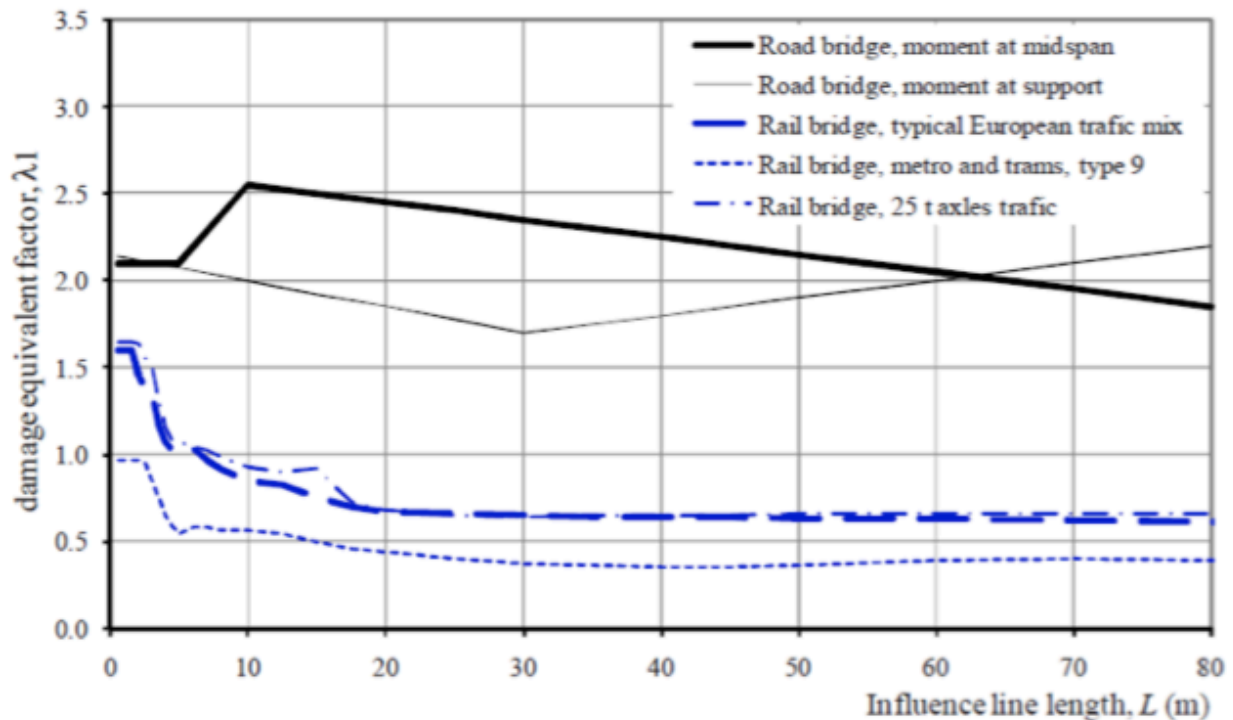


Figura 16

Come si osserva dalla figura 16, per valori inferiori a 10 m il valore di λ decresce sino a 5 m per poi stabilizzarsi ad un valore di 2.1.

Gli altri tre fattori λ , vengono calcolati per mezzo di formule. Il livello di accuratezza è funzione della conoscenza che si ha relativamente al traffico veicolare. Come sempre una corretta progettazione è tanto più accurata e funzionale, tanto più sono corrette e complete le informazioni a disposizione, raccolte o fornite, del progettista.

Il fattore λ_2 può essere calcolato attraverso la relazione:

$$\lambda_2 = \frac{Q_{ml}}{Q_0} \cdot \left(\frac{N_{obs}}{N_0} \right)^{\frac{1}{m}} \quad 38$$

Il valore Q_{ml} è pari al peso medio (espresso in kN) dei mezzi transitanti nella corsia a più bassa velocità di percorrenza. Tale valore può essere calcolato come:

$$Q_{ml} = \left(\frac{\sum n_i \cdot Q_i^m}{\sum n_i} \right)^{\frac{1}{m}} \quad 39$$

Per quanto riguarda gli altri valori:

$$Q_0 = 480 \text{ kN}$$

$$N_0 = 0,5 \times 10^6$$

N_{obs} = è il numero totale di mezzi pesanti per anno sulla corsia a più bassa velocità di percorrenza

Q_i = si tratta del peso lordo espresso in kN dell'i-esimo veicolo pesante sulla corsia a più bassa velocità di percorrenza e secondo le indicazioni dell'autorità competente

n_i = si tratta del numero di mezzi pesanti aventi peso lordo Q_i sulla corsia a più bassa velocità di percorrenza e secondo le indicazioni dell'autorità competente

m = è il coefficiente angolare della curva S-N; in caso di funzioni bilineari si considera il valore maggiore

ATTENZIONE: il valore m compare per la prima volta nella definizione del λ_2 , ma viene utilizzato anche per i due successivi coefficienti λ_3 e λ_4 . Questo termine, con riferimento a quanto esposto in precedenza nel presentare le curve S-N secondo quanto riportato nell'Eurocodice, assumerà valore pari a 5 per la stessa definizione che è stata appena data.

Poiché alcune delle informazioni sopra elencate non sono di facile reperibilità, la normativa europea propone, in via alternativa, la possibilità di calcolare il valore di λ_2 attraverso un metodo tabellare, partendo da alcuni valori di Q_{ml} che possono essere stimati dal progettista. A partire da questi valori e da un'ulteriore stima di N_{Obs} , la tabella 11 restituisce il λ_2 corrispondente.

λ_2								
Q_{ml}	N_{Obs}							
	$0,25 \times 10^6$	$0,50 \times 10^6$	$0,75 \times 10^6$	$1,00 \times 10^6$	$1,25 \times 10^6$	$1,50 \times 10^6$	$1,75 \times 10^6$	$2,00 \times 10^6$
200	0,362	0,417	0,452	0,479	0,5	0,519	0,535	0,55
300	0,544	0,625	0,678	0,712	0,751	0,779	0,803	0,825
400	0,725	0,833	0,904	0,957	1,001	1,038	1,071	1,1
500	0,907	1,042	1,13	1,197	1,251	1,298	1,338	1,374
600	1,088	1,25	1,356	1,436	1,501	1,557	1,606	1,649

Tabella 2

Dalla tabella 1, dunque, è possibile evincere i valori di λ_2 facendo delle ipotesi progettuali anche in assenza di informazioni di dettaglio più specifiche.

Il coefficiente λ_3 è un parametro che, per la prima volta fino a questo punto, richiama il concetto di vita dell'opera. Questo valore può essere calcolato con la relazione:

$$\lambda_3 = \left(\frac{t_{Ld}}{100} \right)^{\frac{1}{m}} \quad 40$$

Dove, per l'appunto, il valore t_{Ld} rappresenta la vita del ponte prevista espressa in anni. Anche in questo caso, oltre all'equazione, esistono valori già tabellati in funzione di valori standard di vita utile della struttura. La tabella 2 è stata estrapolata dallo stesso eurocodice.

λ_3							
Design Life in Years	50	60	70	80	90	100	120
λ_3	0,871	0,903	0,931	0,956	0,979	1	1,037

Tabella 3

Per quanto riguarda il coefficiente λ_4 il valore viene eseguito attraverso l'equazione 41.a. Si tratta probabilmente del fattore più complesso da calcolare, ma per le applicazioni che vengono usate di norma il suo valore può essere calcolato in modo diretto. La formulazione 41.a è la seguente.

$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2}{N_1} \cdot \left(\frac{\eta_2 \cdot Q_{m2}}{\eta_1 \cdot Q_{m1}} \right)^m + \frac{N_3}{N_1} \cdot \left(\frac{\eta_3 \cdot Q_{m3}}{\eta_1 \cdot Q_{m1}} \right)^m + \dots + \frac{N_k}{N_1} \cdot \left(\frac{\eta_k \cdot Q_{mk}}{\eta_1 \cdot Q_{m1}} \right)^m \right]^{\frac{1}{m}} \quad 41.a$$

Dove:

k = numero di corsie dedicate al traffico pesante

N_j = numero di passaggi di veicoli pesanti per anno per la j -esima corsia

Q_{mk} = peso lordo del veicolo pesante nella k -esima corsia

η_i = in letteratura è possibile trovare diverse definizioni per questo parametro. In linea generale questo valore rappresenta l'interazione dovuta al transito di mezzi pesanti in più di una corsia. L'Eurocodice definisce questo fattore come valore della linea di influenza relativa alla forza interna che produce la variazione di tensione in mezzera alla corsia i -esima e considerata come valore positivo. In altri casi è semplicemente definito come il fattore di corsia per la i -esima corsia. In altri casi questo fattore rappresenta il valore massimo dell'ordinata della superficie di influenza per corsie diverse da quella principale, percorse da mezzi pesanti, siano essere interagenti o meno.

Proprio da questa ultima definizione la formulazione del coefficiente λ_4 può assumere una diversa forma.

$$\lambda_4 = \left[1 + \sum_i \left(\frac{N_i}{N_1} \cdot \left(\frac{\eta_i \cdot Q_{mi}}{\eta_1 \cdot Q_{m1}} \right)^m \right) + \sum_j \left(\frac{N_{comb}}{N_1} \cdot \left(\frac{\eta_{comb}}{\eta_1} \right)^m \right) \right]^{\frac{1}{m}} \quad 41. b$$

In questo caso N_{comb} rappresenta il numero dei veicoli pesanti interagenti e η_{comb} il valore dell'ordinata massima della superficie di influenza dovuta ai mezzi pesanti interagenti, con il secondo termine di sommatoria esteso a tutte le possibili combinazioni ritenute rilevanti tra le diverse corsie.

Si evince da questa trattazione che il calcolo del fattore λ_4 risulta tutt'altro che scontato e può a sua volta assumere valori di complessità crescenti in funzione di quelle che sono le condizioni di servizio dell'opera e della tipologia di traffico.

Come già anticipato, procedendo per gradi, è possibile fare alcune considerazioni che possono dare un primo valore di progetto per questo parametro.

Nel caso in cui la corsia dedicata ai mezzi pesanti fosse una, il calcolo risulta rapido e banale. Non esistono infatti corsie secondari percorse da mezzi pesanti che interagiscono con la corsia principale e quindi si il valore N_i che il valore N_{comb} sono da considerarsi uguali a 0.

Il fattore λ_4 assume dunque valore unitario 1.0. Questo risultato è verosimile ed è la base del calcolo impiegata nel metodo SDM in particolare nelle condizioni di fornire un primo dimensionamento della struttura nel momento in cui non si posseggono altre informazioni rilevanti.

Un secondo caso, semplificato, considera invece la doppia corsia. Nel 2001, il dott. Pietro Croce dell'Università di Pisa, pubblicò un lavoro [1] dove introdusse proprio i concetti base per la definizione del comportamento delle strutture quali ponti andando ad approfondire le interazioni tra le diverse corsie quando percorse da mezzi pesanti. In questa pubblicazione introdusse un'espressione chiusa "semplificata" sulla base degli studi effettuati per il calcolo di λ_4 . La formulazione assume la seguente forma:

$$\lambda_4 = \sqrt[5]{\left(\frac{\eta_1 + \eta_2}{\eta_1} \right)} \cdot \left(1.03 + 0.01 \cdot \frac{L \cdot N}{v \cdot 10^6} \right) \quad 42$$

La stessa formulazione proposta, nel caso di due corsie non interagenti e aventi lo stesso peso (i.e. $\eta_1 = \eta_2$), restituisce proprio il valore corrispondente se calcolato con la precedente equazione [1]. In questa formulazione N è il numero di mezzi pesanti transitanti all'anno, L la luce espressa in m, v la velocità in m/s dei mezzi pesanti, e i due fattori η_1 e η_2 i "pesi" o i coefficienti di influenza per le due corsie.

Lo stesso autore nel suo studio presenta la tabella riportata in figura [14], che rappresenta il valore del fattore λ_4 , sulla base degli studi effettuati, in funzione del livello di traffico e della luce L della struttura.

Table 6 λ_i -factors for two lanes (cylindrical influence surface)				
L (m)	N_1	N_2	N_3	N_4
10	1.156	1.162	1.174	1.197
20	1.162	1.174	1.197	1.234
30	1.168	1.186	1.217	1.264
50	1.180	1.207	1.250	1.310
75	1.194	1.230	1.283	1.351
100	1.207	1.250	1.310	1.381
150	1.230	1.283	1.351	1.423
200	1.250	1.310	1.381	1.450

Figura 17

Nel caso limite di due corsie percorse da mezzi pesanti, nel caso di mezzi transitanti non considerati intergenti tra loro, assunto un valore di $m = 5$, il valore del fattore λ_4 è pari a 1.149 ovvero:

$$\sqrt[5]{\frac{\eta_1 + \eta_2}{\eta_1}} = \sqrt[5]{2} \quad 43$$

Ovviamente il calcolo può assumere un livello di complessità in funzione del livello di approfondimento che si dedica allo studio dell'opera, a sua volta proporzionale al livello di complessità e di importanza.

Come mostrato il valore del fattore λ_4 è funzione della superficie di influenza, del numero di corsie occupate e delle interazioni che sono previste tra i veicoli pesanti che transitano sulla stratta. Un più recente studio pubblicato nel 2015 [1] tratta e pone le basi per una simulazione numerica agli elementi finiti proprio per definire gli indici di influenza di superficie che possono risultare utili per il calcolo del fatto λ_4 . Per un approfondimento si rimanda direttamente alla pubblicazione, lasciando aperta la possibilità di sviluppare un algoritmo in grado di calcolare caso per caso il valore di λ_4 .

Come indicato all'interno dell'Eurocodice, oltre il valore di λ come risultato del prodotto dei quattro fattori definiti fino a qui, è confrontato con un valore λ_{\max} . Questo fattore è il valore massimo di danno equivalente dovuto agli effetti della fatica che deve essere tenuto in considerazione. Questo valore deve essere preso come riferimento e se ne valuterà il valore minore tra questo e il prodotto degli altri quattro valori di λ calcolati.

Il valore λ_{\max} come riportato nell'EN-1993-2 viene desunto per via grafica. Così come per il fattore λ_1 , nell'Eurocodice vengono riportati due grafici in relazione alla determinazione degli effetti in mezzzeria della struttura o ai supporti (figura 18).

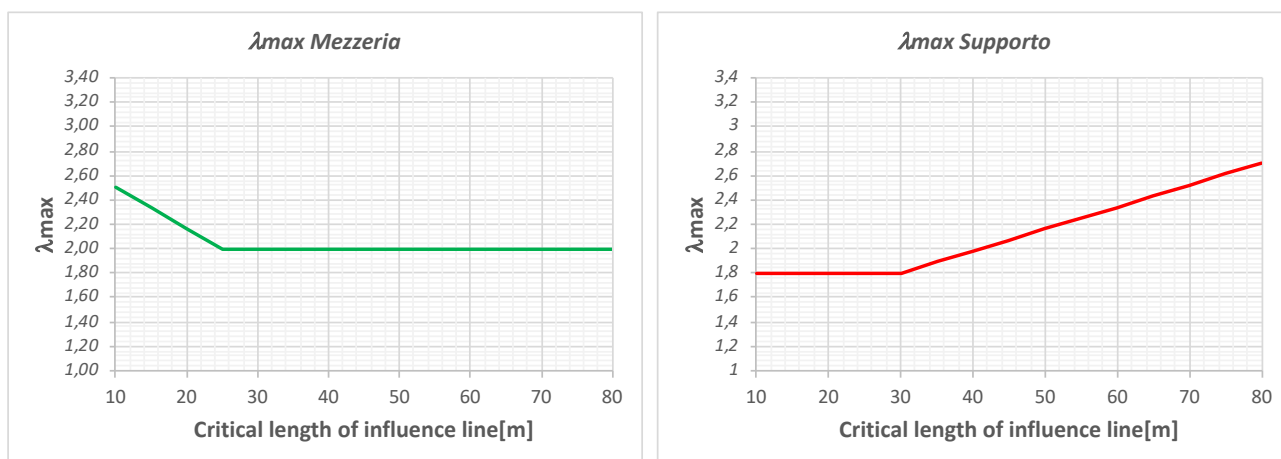


Figura 18

Il discorso sulla scelta di questo fattore in funzione della lunghezza critica di influenza è il medesimo introdotto per λ_1 .

A questo punto, arrivati alla definizione di tutti i parametri necessari a condurre la verifica della struttura, è possibile passare al calcolo secondo quanto descritto nelle normative e in base all'approccio legato alla teoria degli Stati Limite.

6 Gli Stati Limite, il metodo SDM e le nuove Normative applicate alle Condotte

Come già evidenziato il calcolo a supporto del progetto e verifica della struttura deve essere opportunamente adattato a quanto riportato nelle normative vigenti del paese in cui è prevista l'installazione della struttura.

In questa sessione sarà discusso quanto presente nelle normative nazionali (Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 o NTC18). Le stesse richiamano quanto già previsto dall'Eurocodice, ma è tuttavia possibile che in alcuni paesi possano essere richiesti approcci differenti (e.g. scelta di diversi fattori di combinazione o modelli di carico). Proprio per questa ragione i calcoli che seguono sono da considerarsi a scopo esemplificativo e teorico: dovrà essere cura del progettista verificare la bontà di quanto esposto ed eventualmente attuare scelte differenti caso per caso.

In prima analisi si presenta la scelta dei coefficienti impiegati nel calcolo delle sollecitazioni e per la verifica ai diversi stati limite. Possiamo distinguere tre famiglie:

- ❖ Coefficienti parziali di sicurezza per i materiali
 - γ_{soil} : coefficiente legato ai parametri geotecnici e alla resistenza del terreno
 - γ_{steel} : coefficiente legato ai parametri dell'acciaio e alla resistenza del materiale impiegato per la realizzazione delle lastre⁵
 - γ_{M1} : coefficiente di resistenza dell'instabilità delle membrature per ponti stradali e ferroviari
 - γ_{M2} : coefficiente per la resistenza dei materiali nei riguardi dei fenomeni di frattura, per le sezioni tese indebolite (presenza di fori)
 - $\gamma_{M,\text{fat}}$: coefficiente per la resistenza a fatica, Tab. 3.1 EN 1993-1-9.
- ❖ Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni allo stato limite di esercizio (SLE)
 - $\gamma_{\text{SLE,G}}$: coefficiente parziale del peso proprio della struttura e del peso proprio del terreno
 - $\gamma_{\text{SLE,Q}}$: coefficiente parziale relativo ai carichi mobili dovuti al traffico

⁵ Si fa riferimento ai componenti delle condotte identificandole come "lastre" in quanto in ingegneria strutturale queste si differenziano dalle "piastre". Le prime presentano un livello di sollecitazione nella direzione longitudinale ovvero di trazione/compressione in direzione perpendicolare allo spessore; le piastre invece, sono elementi sottili che subiscono una sollecitazione perpendicolare al piano della piastra stessa. Per come rispondono alla sollecitazione gli elementi della condotta possono essere quindi considerati lastre.

- ❖ Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni allo stato limite ultimo (SLU)
 - $\gamma_{SLU,G}$: coefficiente parziale del peso proprio della struttura e del peso proprio del terreno
 - $\gamma_{SLU,Q}$: coefficiente parziale per i carichi mobili dovuti al traffico
 - $\gamma_{F,fat}$: coefficiente parziale per i carichi a fatica [Eurocodice 1993-2 sez. 9.3]

I coefficienti, di base, assumono i valori seguenti.

- ❖ Coefficienti parziali di sicurezza per i materiali
 - γ_{soil} : 1.30
 - γ_{steel} : 1.15
 - γ_{M1} : 1.00
 - γ_{M2} : 1.25
 - $\gamma_{M,fat}$: 1.15 per condizioni “safe life – low consequence” & 1.35 nel caso di “high consequence”
- ❖ Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni allo stato limite di esercizio (SLE)
 - $\gamma_{SLE,G}$: 1.00
 - $\gamma_{SLE,Q}$: 1.00
- ❖ Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni allo stato limite ultimo (SLU)
 - $\gamma_{SLU,G}$: 1.35
 - $\gamma_{SLU,Q}$: 1.35
 - $\gamma_{F,fat}$: 1.00

A discrezione del progettista questi valori possono assumere valori superiori, ma rimane obbligatorio rispettare queste prescrizioni o quelle della normativa nazionale in cui l'opera verrà installata. Il progettista deve essere in grado di gestire il livello di incertezza.

6.1 Le differenti verifiche e relative formulazioni

Dopo aver introdotto tutti gli aspetti più generali del calcolo è possibile passare direttamente a dettagliare le verifiche ovvero i calcoli che, a partire dal metodo SDM, portano alla verifica della struttura.

Come già precedentemente esposto una delle verifiche che occorre svolgere nell'utilizzo del metodo SDM è quello relativo allo *stiffness ratio* o il rapporto di rigidezza. Questo rapporto deve essere compreso tra due valori ed è legato al calcolo/stima dei parametri geotecnici del terreno e alle proprietà meccaniche dell'acciaio impiegato per la realizzazione della struttura.

Riprendendo la relazione (4),

$$\lambda_f = \frac{E_{soil} \cdot D^3}{EI} \quad (4)$$

$$100 \leq \lambda_f \leq 50000$$

Nel caso in cui questo valore non rientri nei limiti prescritti, il metodo SDM non può garantire il dimensionamento con il rischio di sovradimensionare o sottodimensionare la struttura al di sotto o al di sopra dei due estremi.

Successive sono le verifiche di progetto. Queste verifiche sono raggruppate in due macro-famiglie: Stato Limite di Esercizio (SLE) e Stato Limite Ultimo (SLU).

Per quanto riguarda lo SLE, la relazione generale considera lo stato tensionale in condizioni di esercizio come

$$\sigma_{d,SLE} = \frac{N_{d,SLE}}{A} + \frac{M_{d,SLE}}{W_{el}} \quad 44$$

La verifica si effettua prendendo in considerazione il valore tensionale massimo tra tutte le combinazioni allo SLE: durante la fase di ricoprimento, compattazione e successiva applicazione del carico. Anche l'azione sismica, in linea teorica, deve essere considerata in questo tipo di verifica.

Gli stati tensionali in condizioni di esercizio sono:

- sempre inferiori agli stati tensionali agli stati limite ultimi (SLU)
- sono utili per tenere in considerazione gli effetti deformativi che, in condizioni di esercizio, pur non compromettendo l'integrità strutturale (non si arriva al collasso), possono in ogni caso arrivare a modificare la geometria della struttura rendendola non più funzionale in egual misura come previsto da progetto (e.g. avvallamenti nella sovrastruttura viaria, riduzione della luce libera nel caso di condotta idraulica, etc).

Il massimo stato tensionale a cui è richiesta la verifica è quindi dipendente dalla relazione che segue.

$$\sigma_{d,SLE,max} = \max[\sigma_{d,SLE,soil}; \sigma_{d,SLE,soil+traffic}; \sigma_{d,SLE,soil+sisma}] \quad 45$$

La verifica è soddisfatta quando

$$\frac{\sigma_{d,SLE,max}}{\frac{f_{yk}}{\gamma_s}} \leq 1.0 \quad 46$$

Il valore tensionale massimo sarà già comprensivo degli effetti dovuti alle peggiori condizioni in regime di esercizio secondo le combinazioni suggerite dalla norma ed implementati con i diversi coefficienti di combinazione.

Successiva alla verifica allo SLE è la verifica allo SLU in particolare la verifica della formazione di cerniere plastiche.

Il calcolo si basa su quanto esposto all'interno dell'Eurocodice [formula di interazione 6.61 introdotta nel documento EN 1993-1-1]. Per questa tipologia di strutture non si considerano instabilità di tipo latero torsionali, per ragioni legate alla geometria degli elementi strutturali che compongono l'opera, e quindi $\chi_{LT}=1$ e $\chi_z=1$. Inoltre anche la posizione dell'asse neutro (A.N.) si considera come costante e non modificato per ragioni legate all'instabilità, ovvero $\Delta M_{z,Ed} = \Delta M_{y,Ed} = 0$. Con queste considerazioni:

$$\frac{\frac{N_{d,SLU}}{\chi_y f_{yk} A}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{\frac{M_{d,SLU}}{f_{yk} W_{pl}}}{\gamma_{M1}} \leq 1.0 \quad 47$$

considerando

χ_y = fattore di riduzione per instabilità flessionale come indicato nell'eurocodice 1993-1-1

k_{yy} = fattore di interazione come indicato nelle appendici A.1 & A.2 dello stesso eurocodice.

Il fattore di riduzione per instabilità è calcolabile attraverso le seguenti formulazioni.

$$\chi_y = \min \left(1, \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda_{buk}^2}} \right) \quad 48$$

Come riportato nella stessa EN 1993-1-1 nella sezione dedicata all'instabilità, il valore massimo del fattore di riduzione deve essere 1. Lo stesso fattore è riportato nella normativa sotto forma di famiglia di curve in funzione della snellezza adimensionale ($\bar{\lambda}$), asse delle ascisse, e del fattore di imperfezione che assume cinque diversi valori, uno per ogni curva.

Il calcolo del fattore di riduzione passa attraverso le altre seguenti equazioni,

$$\Phi = 0.5 \cdot (1 + \alpha_{buk} \cdot (\lambda_{buk} - 0.2) + \lambda_k^2) \quad 49$$

$$\lambda_{buk} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr,el}}} \quad 50$$

Il valore calcolato nella (50) assume, nella EN 1993-1-1, due formulazioni diverse in funzione della classe strutturale delle sezioni. Nella normativa vengono identificate quattro classi strutturali:

- classe 1; sono quelle sezioni (“cross section”) che possono dare luogo alla formazione di cerniere plastiche senza una riduzione della resistenza
- classe 2; sono quelle sezioni che sviluppano il loro momento plastico resistente, ma possiedono una limitata capacità di rotazione locale dovuta all’instabilità locale
- classe 3; sono quelle sezioni in cui lo stress nelle fibre compresse dell’elemento in acciaio, raggiungendo un comportamento elastico o una distribuzione elastica delle tensioni, permette all’elemento di raggiungere un livello tensionale di snervamento; tuttavia l’instabilità locale gioca un ruolo nel prevenire il raggiungimento del momento plastico resistente
- classe 4; sono quelle sezioni in cui nell’elemento strutturale l’instabilità locale viene raggiunta prima di raggiungere la tensione di snervamento. Questa situazione può venire a crearsi in una o più sezioni dell’elemento strutturale

Proprio sulla base di questa classificazione la (50) prevede a numeratore l’utilizzo di un valore A della sezione che per gli elementi strutturali classificati in classe 4 è pari alla A_{eff} (efficace).

Mentre il valore di α_{buk} , denominato dall’Eurocodice “fattore di imperfezione” può essere estrapolato dalle tabelle proposte dall’Eurocodice EN 1993-1-1 alla sezione 6.3.1 e funzione della tipologia di sezione dell’elemento strutturale, in particolare tabella 6.1 e 6.2 (la prima delle quali è qui riportata come tabella 4).

<i>Buckling Curve</i>	a ₀	a	b	c	d
<i>Imperfection Factor α</i>	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Tabella 4 – Fattore di imperfezione in relazione alle curve di instabilità

Oltre alla tabella 4 qui riportata, la normativa in funzione della sezione trasversale (cross section) che si intende considerare per il calcolo, indica quale dei cinque gruppi “buckling curve” considerare per la valutazione del fattore di imperfezione a.

Per quanto concerne il coefficiente k_{yy} , la sua valutazione può essere fatta anche riferendosi a quanto riportato relativamente alla normativa Svedese. La stessa normativa, proprio a partire da una valutazione di questo coefficiente, introduce una formulazione per il calcolo della deformazione massima della struttura(55).

$$k_{yy} = \frac{C_{my}}{\left(1 - \chi_y \cdot \frac{N_{d,SLU}}{N_{cr,el}}\right) \cdot C_{yy}} \quad 51$$

$$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \cdot \left[\left(2 - \frac{1.6}{w_y} \cdot C_{my}^2 \cdot \lambda_{buk} \cdot (1 + \lambda_{buk}) \cdot \frac{N_{d,SLU}}{\frac{f_{yk} \cdot A}{\gamma_{M1}}} \right) \right] \geq \frac{1}{w_y} \quad 52$$

$$w_y = \frac{W_{pl}}{W_{el}} \leq 1.5 \quad 53$$

$$C_{my} = 1 + \left[\frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I \cdot |\delta_{max}|}{D^2 \cdot |M_{d,SLU}|} - 1 \right] \cdot \frac{N_{d,SLU}}{N_{cr,el}} \quad 54$$

Il valore di $N_{cr,el}$ che compare a denominatore nell’equazione 54 è calcolato con riferimento alla teoria degli effetti del secondo ordine come esposto nei paragrafi appena successivi.

Da queste relazioni è possibile ricavare i valori da impiegare nell'equazione proposta per il calcolo della deformazione massima della struttura δ_{max} .

$$\delta_{max} = 0.013 \cdot \frac{\rho_{cover} \cdot D}{E_{soil}} \cdot \left(\frac{H}{D}\right)^{2.8} \cdot \lambda_f^{(0.56 - 0.2 \log(H/D))} \quad 55$$

Come è possibile notare anche nell'equazione 54, la verifica per la formazione di cerniere plastiche segue un'altra importante considerazione, per la prima volta introdotta a livello concettuale proprio dagli studi dei ricercatori svedesi, e cioè quella relativa agli effetti di instabilità del secondo ordine della struttura.

Vengono distinte in questo caso due verifiche:

- la verifica al carico critico di Eulero (effetti del secondo ordine)
- la verifica all'instabilità per la parte inferiore della calotta

A livello normativo viene richiesto di considerare questo tipo di sollecitazione se sono note le equazioni che regolano il fenomeno. Così come accade per altre relazioni, anche in questo caso il modello SDM introduce dei coefficienti e dei valori di riferimento basandosi sugli studi empirico-teorici effettuati. Distinguiamo e commentiamo le due verifiche.

Il concetto alla base di tale verifica è che il carico sollecitante calcolato per fenomeni di secondo ordine (carico critico elastico di progetto o cr,el,d):

- a. debba essere confrontato con il carico critico sopportabile dalla struttura e proporzionale al carico ultimo massimo
- b. viene impiegato per il calcolo e la verifica alla formazione di possibili cerniere plastiche nell'anello.

Proprio per la ragione riassunta nel punto a., questo calcolo dovrebbe essere esteso a tutte le parti della struttura, ovvero a tutte le parti che sono caratterizzate dall'avere una curvatura differente.

Al momento il metodo SDM adotta una diversa verifica ovvero un diverso approccio. *In primis* il carico critico di Eulero viene impiegato solo nella verifica per la formazione delle cerniere plastiche e sempre solo per questa verifica tutti i parametri sono calcolati secondo le formulazioni (56-59). Il carico critico così calcolato non viene quindi confrontato direttamente con le sollecitazioni valutate per la struttura allo stato limite ultimo. Tuttavia, rimettendo la decisione al progettista, il suggerimento è quello di effettuare una verifica e, calcolati i parametri e i valori critici per tutti i raggi di curvatura della struttura, confrontarli con il valore di compressione ultimo analizzando dove potrebbe presentarsi la massima sollecitazione nella sezione in esame.

In un secondo momento e con riferimento alla verifica all'instabilità per la parte inferiore della calotta, il calcolo segue i medesimi passi esposti nel seguito, sostituendo al calcolo dei valori suggeriti di ξ e μ rispettivamente uguali a 1.0 e 1.22.

Ritornando al punto b., il metodo SDM considera un valore di carico critico di Eulero riferendo il calcolo alla parte della struttura del tetto e avente raggio di curvatura R_t . Questo approccio è meritevole di approfondimenti⁶ e non può essere esaurito in questo capitolo oltre a necessitare del coinvolgimento attivo del progettista che, come sempre, è chiamato ad operare delle scelte.

Il calcolo dei valori di sollecitazione critici di secondo ordine passa attraverso la definizione di alcuni parametri.

$$k_2 = \frac{h_c}{R_t} \quad 56$$

⁶ Si faccia riferimento al capitolo dedicato e presente in questo manuale all'Appendice X – “Considerazioni Tecniche, Sviluppi e Approfondimenti Analitici”.

Con h_c^7 , altezza di ricoprimento e R_t , o meglio il raggio di curva della parte di struttura che è considerata durante il calcolo.

$$\xi = \sqrt{k_2} \quad 57$$

$$\eta_s = 1 - \left(\frac{1}{1 + k_2} \right)^2 \quad 58$$

$$\mu = \left(1.22 + 1.95 \cdot \left(\frac{E_s \cdot I}{\eta_s \cdot \frac{E_{soil}}{\gamma_{M,soil}} \cdot R_t^3} \right)^{0.25} \right)^2 \cdot \frac{1}{\sqrt{\eta_s}} \quad 59$$

Nel caso in cui $R_t = D/2$ la relazione 59 può essere riscritta come 59a,

$$\mu = \left(1.22 + 1.95 \cdot \left(\frac{8}{\eta_s \cdot \lambda_f} \right)^{0.25} \right)^2 \cdot \frac{1}{\sqrt{\eta_s}} \quad 59a$$

$$N_{cr,el,d} = \frac{3\xi}{\mu} \cdot \sqrt{\frac{(E_{soil}/\gamma_{Msoil}) \cdot E_s \cdot I}{R_t}} \quad 60$$

L'equazione 60 è una derivazione degli studi di Kloppel e Glock (1970) e Abdel-Sayed (1978) che corregge la relazione semplificata 60a che è possibile trovare in alcuni manuali:

$$N_{cr,el,d} = 1.2 \cdot \sqrt{\frac{(E_{soil}/\gamma_{Msoil}) \cdot E_s \cdot I}{R_t}} \quad 60$$

Inserire un grafico sull'andamento dei valori del $N_{cr,el,d}$ in funzione del rapporto h_c/R_t .

Valutati questi parametri il calcolo segue. Viene determinato il carico ultimo per la sezione resistente come

$$N_u = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot A \quad 61$$

Il carico critico di Eulero è considerato come proporzionale al carico ultimo.

$$N_{cr} = \omega \cdot N_u \quad 62$$

Con ω funzione del carico critico calcolato $N_{cr,el,d}$ e tale che:

$$\omega = \begin{cases} \frac{N_{cr,el}}{N_u} & \text{se } \frac{N_{cr,el}}{N_u} \leq 0.5 \\ 1 - 0.25 \cdot \frac{N_u}{N_{cr,el}} & \text{se } \frac{N_{cr,el}}{N_u} > 0.5 \end{cases} \quad 63$$

Il valore di N_{cr} potrà così essere considerato e confrontato con il valore di sforzo di compressione massimo allo stato limite ultimo calcolato secondo le combinazioni di carico utilizzate.

⁷ Il metodo SDM per questo specifico calcolo considera il valore h_c di design. Può essere scelta del progettista considerare il valore ridotto $h_{c,red}$ per quanto discusso in precedenza.

Successiva al calcolo appena proposto è la verifica per la parte inferiore della calotta richiama quanto appena descritto. In questo caso il metodo svedese sostituisce al calcolo dei parametri ξ e μ due valori empirici rispettivamente 1.0 e 1.22.

A livello concettuale tale verifica considera la trasmissione del carico di compressione alle sezioni inferiori della struttura. Le condotte, infatti, come mostrato, trasformano il carico superficiale in carico di compressione sulle lamiere e, per le strutture ad anello chiuso, il carico arriva a scaricare nella zona centrale, di mezzeria, alla base della struttura (figura 19).

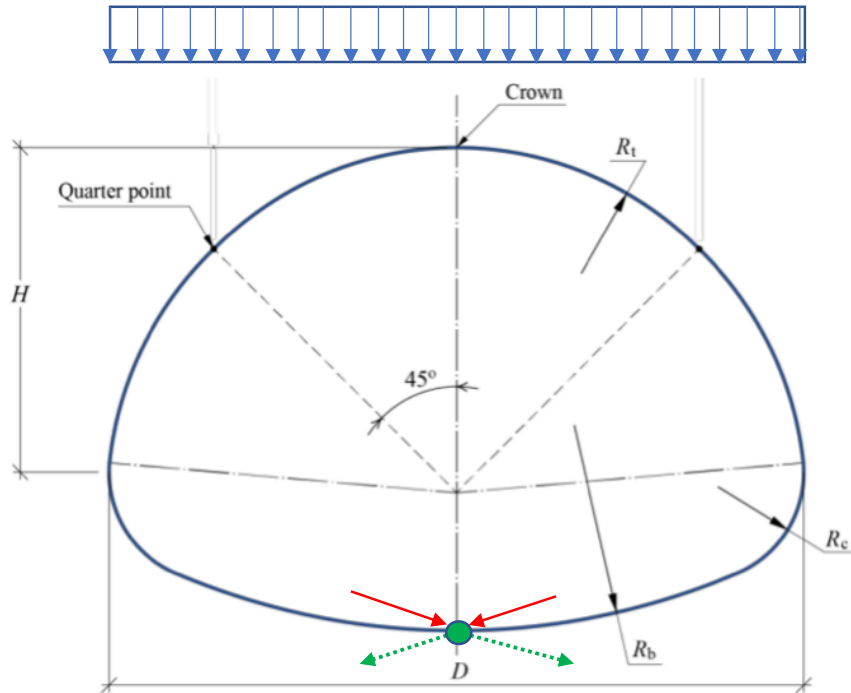


Figura 19 - Schema di ripartizione delle tensioni di compressione alla parte inferiore dell'anello. Le linee verdi sono artifici per dipingere meglio il fenomeno: la struttura ridistribuisce il carico in modo uniforme; localmente si può avere, in linea teorica, la presenza di una forza concentrata

Per tali ragioni questa verifica considera il carico critico di Eulero di compressione $N_{cr,el,inf}$ come valore di riferimento rispetto al quale verrà confrontato il carico critico legato alla struttura e allo stato ultimo.

Pur trattando le medesime equazioni, per completezza sono nel seguito riproposte le equazioni che governano il calcolo.

$$\frac{N_{d,SLU,max}}{N_{cr}} \leq 1.0 \quad 64$$

Per cui è definito,

$$N_{cr,el,inf} = \frac{3\xi}{\mu} \cdot \sqrt{\frac{(E_{soil}/\gamma_{Msoil}) \cdot E_s \cdot I}{R_t}} \quad 65$$

Il calcolo del valore critico di riferimento N_{cr} è sempre calcolato come proporzionale al carico ultimo. Il “carico ultimo” è il massimo dei valori normali calcolati ovvero il valore $N_{d,SLU,max}$.

Definito quindi $N_{d,SLU,max}$, il calcolo del valore N_{cr} di riferimento può essere effettuato con l’impiego delle equazioni proposte 62-63 e la verifica che dovrà essere soddisfatta è:

$$\frac{N_{d,SLU,max}}{N_{cr}} \leq 1.0$$

7 Le condotte in Versante – problemi e aspetti teorici

Le condotte in versante costituiscono un caso particolare ovvero un'applicazione in cui la struttura si trova a lavorare in condizioni non ottimali e, in taluni casi, molto distanti rispetto a quanto fin qui esposto.

Per ovvie ragioni, che possono facilmente intendersi con l'intuito, il binomio struttura-terreno è in questi casi fortemente influenzato dalle condizioni orografiche del versante.

Pur essendo numerose le applicazioni e l'utilizzo delle condotte in località montana su versante diffuso, solo in tempi più recenti sono stati sviluppate considerazioni dettagliate sul diverso comportamento e il diverso livello di sollecitazione che queste strutture si trovano a dover sopportare. Da altro punto di vista è necessario specificare come nel tempo sono state sviluppate tipologie di installazioni e opportune accortezze al fine di permettere il corretto funzionamento di queste strutture anche in presenza di un versante fortemente acclive. Tuttavia, poiché queste soluzioni non sono sempre possibili, la loro realizzazione può risultare costosa e il livello di attenzione nelle fasi realizzative deve essere mantenuto alto, negli ultimi anni la ricerca si è mossa al fine di comprendere meglio come le diverse condizioni al contorno in queste particolari applicazioni, influiscono sulla struttura e come questa possa essere opportunamente calcolata.

La ricerca non è ancora conclusa e in letteratura solo negli ultimi anni possono iniziare a contarsi più numero gli articoli scientifici che hanno approfondito questa tematica. In queste pagine si propone una rielaborazione di quanto disponibile al pubblico a livello scientifico e di risultati.

8 Il Life Cycle Assessment (LCA) delle condotte in Acciaio tipo Tubosider

9 Bibliografia

- [1] Handbook of Steel Drainage & Highway Construction Products; June 2002; Canadian Edition
- [2] Design of soil steel composite bridges; 5th Edition 2014, L.Pettersson & H. Sundquist
- [3] Norme Tecniche per le Costruzioni 2018

10 Appendice A – Esempi di Calcolo