

POLITECNICO DI TORINO



Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

VERIFICA DI UN PONTE ESISTENTE IN CALCESTRUZZO ARMATO PRECOMPRESSO ALLA LUCE DELLA METODOLOGIA PROPOSTA DAL FIB BULLETIN 80

Relatore:

Prof. Gabriele Bertagnoli

Correlatore:

Dott.Ing. Paolo Castaldo

Ing. Diego Gino

Candidato:

Simone Cimetta

ANNO ACCADEMICO 2018/2019

RINGRAZIAMENTI

Vorrei ringraziare il prof. Bertagnoli, relatore di questa tesi di laurea, per la disponibilità e le enormi conoscenze che ha messo a mia disposizione. Ringrazio i miei correlatori Paolo Castaldo e Diego Gino che mi hanno consigliato e aiutato durante lo svolgimento della tesi.

Un grande ringraziamento alla mia famiglia che con il loro sostegno economico e morale mi hanno permesso di arrivare qui oggi, vorrei che questo traguardo sia per loro un premio per i loro sacrifici. Grazie agli zii di Torino per avermi reso ancor più piacevole la permanenza in questa bellissima città.

Un ringraziamento agli amici di “movida Torinese” e al mio amico Livio con il quale ho condiviso i periodi ostili e felici in questi anni a Torino.

Agli amici di una vita Ludovica, Giulia, Eleonora, Leonardo, Alessandro, Federico, Marco, Antonio, Marzia, Ludovico, Luca, Andrea, Rory, Daniele, Lorenzo, Guetti, grazie per essere sempre presenti nei momenti più importanti.

INDICE

SOMMARIO.....	I
1. Problematiche e diagnosi dei ponti esistenti	1
1.1. Fattori di rischio	2
1.2. Deterioramento del calcestruzzo	4
1.3. Corrosione delle armature	6
1.4. Sistema di ispezione e diagnostica.....	7
1.4.1. Controllo del calcestruzzo	7
1.4.2. Controlli sugli acciai	8
1.4.3. Misura delle tensioni.....	9
1.4.4. Controllo sullo stato generale dell'opera	10
2. Descrizione generale dell'opera.....	12
2.1. L'impalcato	12
2.1.1. Caratteristiche geometriche delle sezioni	13
2.2. Cavi di precompressione	15
2.3. Fasi di realizzazione.....	17
2.4. Materiali.....	21
3. Calibrazione del codice di calcolo	22
3.1. Modelli.....	22
3.1.1. Modello tendon	22
3.1.2. Modello analitico	23
3.2. Perdite	24
3.2.1. Perdite di attrito.....	24

3.2.2. Perdite per rientro ancoraggi	26
3.3. Risultati del confronto	28
3.3.1. Caso di cavo dritto con eccentricità	28
3.3.2. Caso di cavo con angolazione concentrata	29
3.3.3. Caso di cavo con angolazione distribuita	30
3.3.4. Caso di cavo tesato alle due estremità	31
4. Modello a elementi finiti dell'opera	32
4.1. Descrizione del modello di calcolo	32
4.2. Vincoli	34
4.3. Fasi costruttive	35
4.4. Azioni considerate	38
4.4.1. Peso proprio elementi strutturali	38
4.4.2. Carichi permanenti portati	38
4.4.3. Precompressione longitudinale e trasversale dell'impalcato	39
4.4.4. Ritiro	39
4.4.5. Creep	41
4.4.6. Rilassamento acciaio	43
4.4.7. Variazione termica	43
4.4.8. Azione del vento	44
4.4.9. Azioni variabili da traffico	46
4.4.10. Frenatura o accelerazione longitudinale	49
4.4.11. Cedimenti vincolari	49
5. Verifiche dell'impalcato	50
5.1. Definizione delle combinazioni a SLU e SLE	50
5.2. Combinazioni delle azioni analizzate a SLU	52
5.3. Combinazioni delle azioni analizzate – SLE	57

5.3.1. Combinazione RARA	57
5.3.2. Combinazione FREQUENTE	58
5.3.3. Combinazione QUASI PERMANENTE	59
5.4. Verifica tensionale durante le fasi di realizzazione	59
5.5. Verifica a SLU per pressoflessione	60
5.6. Verifica a SLE per pressoflessione	63
5.6.1. Verifica tensionali combinazione RARA	63
5.6.2. Verifica tensionali combinazione QUASI PERMANENTI	64
5.6.3. Verifica tensionali combinazioni FREQUENTI	64
5.7. Verifiche a SLU per taglio e torsione	65
5.8. Verifica a taglio nei giunti	69
6. Descrizione del <i>fib</i> Bulletin 80	70
6.1. Introduzione	70
6.2. Considerazioni economiche	71
6.3. Considerazioni sulla sicurezza umana	73
6.3.1. Rischio individuale (IR)	74
6.3.2. Rischio di gruppo (GR)	75
6.4. Combinazione dell'aspetto economico e della salvaguardia della vita	77
6.5. Metodi dei coefficienti parziali per le strutture in calcestruzzo esistenti.	78
6.5.1. Richiamo sui valori di progetto e coefficienti parziali	78
6.5.2. Derivazione basata sull'affidabilità di coefficienti parziali	81
6.6. Aggiornamento Bayesiano	86
6.7. The design value method (DVM)	87
6.7.1. Coefficienti parziali dei materiali	87
6.7.2. Coefficienti parziali delle azioni permanenti	89
6.7.3. Coefficienti parziali delle azioni variabili	90

6.8. The adjusted partial factor method (APFM)	94
6.8.1. Coefficienti parziali dei materiali	94
6.8.2. Coefficienti parziali delle azioni permanenti	97
6.8.3. Coefficienti parziali delle azioni variabili	98
7. Applicazione del <i>fib</i> Bulletin 80 al caso del ponte in esame	103
7.1. Calcolo dei nuovi coefficienti parziali.....	103
7.2. Verifiche dell'impalcato	108
7.2.1. Combinazione delle azioni analizzate a SLU.....	108
7.2.2. Verifica a SLU per pressoflessione.....	112
7.2.3. Verifiche a SLU Taglio e torsione	112
7.2.4. Verifiche a SLE.....	113
8. Confronto tra Eurocodice e <i>fib</i> Bulletin 80	114
9. Conclusioni	122
ALLEGATO 1	123
ALLEGATO 2	129
ALLEGATO 3	131
ALLEGATO 4	141
ALLEGATO 5	144
NORMATIVA DI RIFERIMENTO	147
BIBLIOGRAFIA	148
BIBLIOGRAFIA TABELLE-FIGURE.....	150

SOMMARIO

Il lavoro di questa tesi riguarda lo studio di un ponte stradale in calcestruzzo armato precompresso. In particolare, vengono messe in luce le differenze tra le verifiche in fase di progetto e della “struttura esistente”.

L’opera in questione è il ponte di Avigliana, situato nel raccordo tra lo svincolo di Avigliana Est dell’Autostrada A32 e la SS25. Lo studio svolto ha portato alla creazione di un modello FEM che rappresenta la struttura per come è stata concepita dal progettista originario e realizzata seguendo le fasi di costruzione. Si è utilizzato il software SAP2000 a seguito di una opportuna fase di calibrazione e test della sua funzionalità. Sono state quindi condotte le verifiche a SLU e SLE seguendo gli Eurocodici attualmente in vigore.

Nella seconda parte del lavoro, la struttura è stata nuovamente verificata in accordo con le procedure presentate nel *fib Bulletin 80: APFM (The adjusted partial factor method)* e *DVM (design value method)*.

Tale metodologia consente la calibrazione dei coefficienti parziali di sicurezza per le strutture esistenti in calcestruzzo armato tenendo conto della loro vita residua di esercizio. Questo argomento è particolarmente attuale in quanto, la maggior parte delle strutture esistenti, sono state realizzate a partire dal secondo dopoguerra e al momento, la loro riqualifica e adeguamento, impegna gran parte delle risorse economiche destinate al settore. La verifica di una struttura esistente, seguendo la comune procedura basata sui coefficienti parziali di sicurezza che si usano in progetto, può essere di gran lunga conservativa e portare a una spesa eccessiva. Questo è dovuto ai livelli di affidabilità di progetto (target reliability) alti, che di solito, comportano un maggiore incremento dei costi di adeguamento per strutture esistenti rispetto a quelli di realizzazione delle strutture nuove. Per questo motivo una metodologia più realistica, basata su un metodo probabilistico opportunamente tarato per le strutture esistenti, comporta un significativo risparmio a parità di livelli di sicurezza garantiti.

La metodologia descritta dal *fib Bulletin 80* è stata applicata considerando due ipotesi alternative sulla vita residua di esercizio dell’infrastruttura realizzata nell’anno 1990. Nello specifico, la struttura è stata verificata assumendo una vita di esercizio complessiva di 50 e 100 anni.

1. Problematiche e diagnosi dei ponti esistenti

In Italia, come in gran parte dell'Europa, nell'immediato dopo guerra e con la costruzione della rete autostradale avvenuta negli anni 60, sono state realizzate un gran numero di opere infrastrutturali che ad oggi contano dai 25 ai 50 anni di età.

In quel periodo non era ancora ben noto il problema legato alla durabilità ovverosia, la capacità di una struttura di mantenere inalterate nel tempo le prestazioni originarie. Il cemento armato o cemento armato precompresso di fatto veniva considerato un materiale eterno, capace di durare nel tempo senza problemi.

Al giorno d'oggi invece si è a conoscenza dei problemi che possono riscontrarsi se non si effettuano manutenzioni e controlli sulla struttura. Questa consapevolezza ha portato alla necessità di riverificare le opere realizzate in quel periodo che nella maggior parte dei casi non ha subito alcuna intervento o ispezione durante la vita di utilizzo.

Allo stesso tempo in cui sono venute alla luce tali problematiche, c'è stato un crescente interessamento nel campo della diagnostica che ha portato alla nascita e al miglioramento di tecniche di controllo e monitoraggio. Una valutazione accurata della struttura esistente può infatti portare a una stima dei costi di intervento che spesso vanno a superare quelli per le nuove costruzioni.

Tutto questo è stato motivo di stesura del *fib* Bulletin 80. Il punto di partenza per l'applicazione delle metodologie proposte è proprio la conoscenza dello stato attuale dell'opera. I risultati ottenuti dalle prove effettuate vanno infatti a tarare i parametri necessari al calcolo dei nuovi coefficienti parziali utilizzati nelle verifiche della struttura esistente.

1.1. Fattori di rischio

Le problematiche che possono inficiare sulla funzionalità e durabilità di un'opera sono tante (M.Petrangeli):

- Effetti locali dovuti a carichi accidentali e dinamici
- Effetti viscosi a lungo tempo non presi in contro
- Cedimenti delle pile dovuto ad una insufficiente caratterizzazione dei terreni o da una variazione del regime idraulico del fiume che vi circola

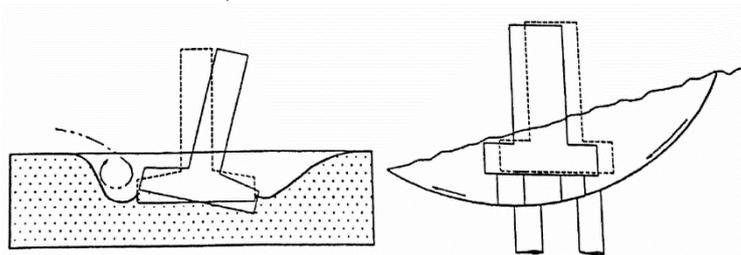


Fig 1-1 cedimenti delle pile

- Ritiro, che porta alla nascita di fessure che vanno a degradare rapidamente il calcestruzzo
- Valutazione errata delle variazioni termiche tra le zone interne e esterne della sezione che portano a stati tensionali che possono portare alla fessurazione del calcestruzzo.

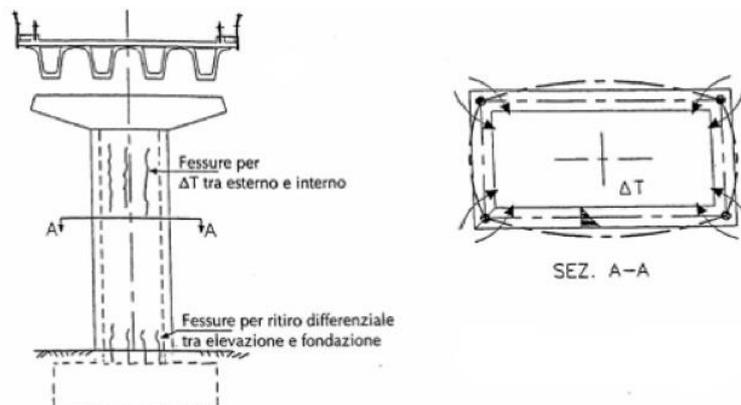


Fig 1-2 fessurazione in seguito ad una variazione di temperatura

- Scarsa cura dei particolari costruttivi strutturali e non

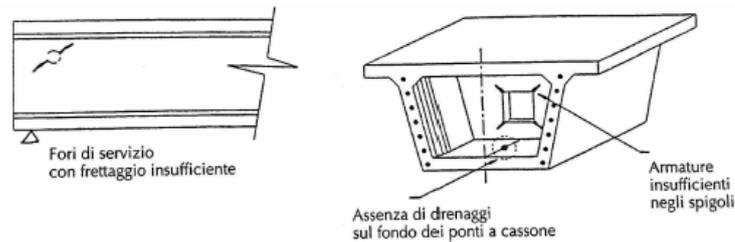


Fig 1-3 danni dovuti ad una scarsa cura dei particolari

- Forze concentrate dovute agli ancoraggi dei cavi di precompressione;
Le zone dove si concentrano tali forze vengono chiamate “D region” e vedono fenomeni di trazioni che portano alla fessurazione e quindi alla compromissione della tenuta dell’armatura in ambiente protetto.

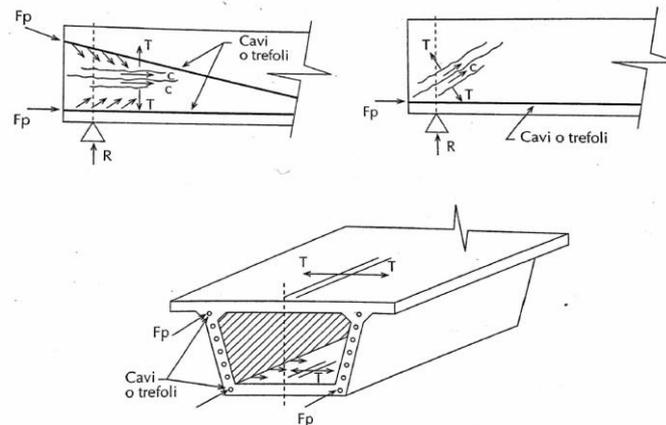


Fig 1-4 danni causate dalle forze concentrate dei cavi precompressi

- Errata realizzazione di elementi non strutturali quali i pluviali e giunti può portare al deterioramento del calcestruzzo da parte delle acque contaminate che vi ristagnano.

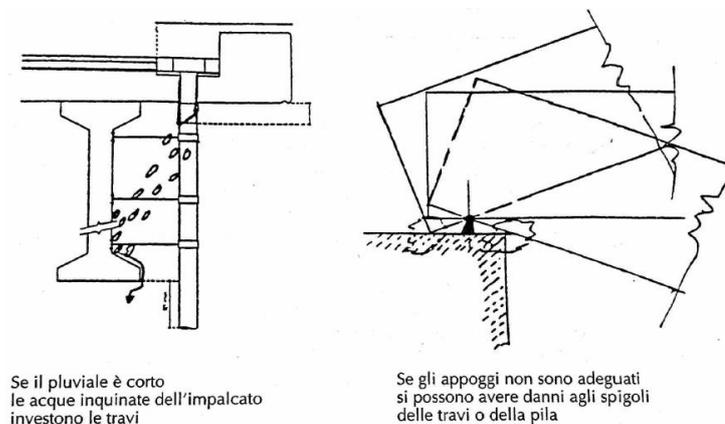


Fig 1-5 danni causati da elementi secondari

Altri errori di variegata natura possono essere quelli di costruzione. Tra questi, uno dei più frequenti riguarda il confezionamento del calcestruzzo che dà origine a problematiche che si possono riscontrare anche dopo tanto tempo dalla messa in opera (vedi cap 1.3).

È importante evitare anche la segregazione degli inerti, tramite superfluidificanti, che porterebbe ad un materiale poroso e poco compatto.

Anche la tipologia della casseforma è stato dimostrato essere un fattore importante per ottenere un buon risultato. Di fatto, l'utilizzo di materiale in legno per la realizzazione del cassero in passato causava la fuoriuscita di acqua e materiale che portava alla nascita di vespai e sacchi di calcestruzzo poroso.

Allo stesso tempo è importante la corretta iniezione delle guaine con boiaccia che garantisce il mantenimento dell'acciaio presente in ambiente protetto. Un'iniezione avvenuta male o dimenticata porta alla corrosione del materiale e quindi ad una rottura fragile di quest'ultimo che comporterebbe danni fino, nel peggiore dei casi, al collasso dell'intera campata.

Spesso accade che nella realizzazione del getto le armature non posizionate correttamente vadano a finire in corrispondenza della zona terminale di calcestruzzo, presentando quindi un copriferro insignificante che fa sì che le armature vadano ad ossidarsi.

1.2. Deterioramento del calcestruzzo

Il deterioramento del calcestruzzo può portare all'esposizione delle armature in ambiente non più protetto con le relative conseguenze. Le cause che determinano questo fenomeno sono di diversa natura e vengono classificate in: fisiche, meccaniche e chimiche (*M.Petrangeli*).

Le prime riguardano gli inerti che compongono l'impasto. Gli aggregati non devono essere gelivi, cioè non devono frantumarsi quando, saturati dall'acqua, vengono portati a temperature tali da comportare la formazione di ghiaccio. Questo fenomeno è legato alla porosità dell'inerte che quindi deve essere selezionato se usato per la realizzazione di opere.

Le proprietà chimiche dell'impasto invece possono essere compromesse in diverso modo. Ad esempio, i solfati, se presenti nell'impasto, causano la formazione dell'Ettringite.

Questa viene distinta in quella primaria e secondaria. La primaria non è dannosa ed è voluta perché fa avvenire la presa in tempi idonei a consentire la miscelazione degli ingredienti, il trasporto, il getto e la costipazione del calcestruzzo. L'aumento di volume causato da questo fenomeno, in questo caso, non è pericoloso per il calcestruzzo poiché si manifesta quando il conglomerato è ancora in fase plastica, pertanto non si generano tensioni interne al materiale.

A maturazione avvenuta invece, l'eventuale ingresso di solfati provenienti dall'ambiente esterno determina l'aumento di volume che si genera a seguito della formazione dell'Ettringite secondaria. Quest'ultima determina l'insorgere in seno alla matrice cementizia di tensioni di trazione, superiori alla resistenza a trazione del conglomerato, che provocano danni severi al calcestruzzo sotto forma di fessurazioni e distacchi.

Un altro fenomeno che determina un aumento di volume con formazione di fessure è la reazione alcali-aggregati che si verifica quando si utilizzano inerti attivi che generano una reazione tra la silice e gli alcali presenti nell'impasto cementizio.

Gli aggregati non devono contenere neanche cloruri che comportano il rischio di corrosione delle armature a contatto.

Nel calcestruzzo armato, un fenomeno pericoloso è la carbonatazione che provoca danni alle armature presenti. Invece, per quanto riguarda il calcestruzzo, ha un effetto benefico perché riduce la porosità del conglomerato e può portare ad un aumento della resistenza meccanica.

Quando avviene l'idratazione del cemento si produce un quantitativo di idrossido di calcio che, reagendo con acqua e anidride carbonica proveniente dall'esterno, produce il carbonato di calcio che interesserà uno spessore caratterizzato da una riduzione della basicità del calcestruzzo. Se lo strato carbonatato arriva ad interessare il calcestruzzo che avvolge le armature, con l'abbassamento del pH, va perduta la protezione anticorrosiva della pasta cementizia. In queste condizioni il ferro d'armatura non è più passivato e in presenza di umidità e ossigeno si ossida e si corrode con conseguente formazione di ruggine.

Le cause di tipo meccanico riguardano l'erosione del calcestruzzo. Ad esempio, da tenere in considerazione è anche l'effetto abrasivo che si verifica nelle pile in prossimità di torrenti che vanno a scalzare lo strato a contatto.

1.3. Corrosione delle armature

Una valutazione sullo stato dell'armatura annegata nel calcestruzzo può essere presa in considerazione con il diagramma Pourbaix (M.Petrangeli).

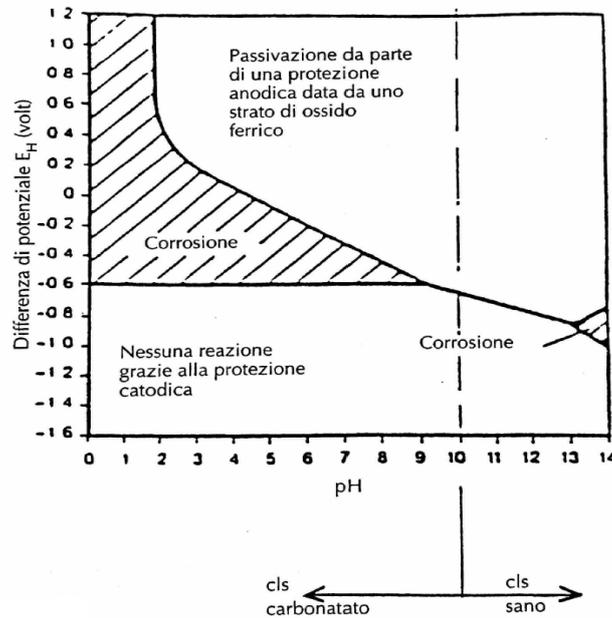


Fig 1-6 diagramma Pourbaix

In ordinata viene riportata la differenza di potenziale tra l'armatura ed il calcestruzzo che la ospita dipendente dall'umidità e dalla presenza di sostanze quali gli ioni cloro. In ascissa compare il PH. Nel caso in cui ci trovassimo in ambiente con $PH > 10$ saremmo in sicurezza e non avverrebbe alcuna corrosione. Nel caso ci trovassimo nel range tra 6-8 PH ci sarà corrosione se il valore ΔV è compreso tra 200-400 mV.

Vi sono alcuni casi particolari in cui si va a creare una differenza di potenziale ΔV superiore a 600 mV che crea un ambiente protetto per le armature.

Il fenomeno corrosivo potrebbe essere causato da numerosi fenomeni (vedi cap 1.3) e porta ad un aumento di volume della barra con conseguente lesione del calcestruzzo che può portare al fenomeno dello "spalling", cioè all'espulsione dell'armatura.

1.4. Sistema di ispezione e diagnostica

Le ispezioni che avvengono nei ponti sono principalmente visive, per tanto richiedono una buona conoscenza dei vari scenari di cui bisogna tenere conto. Questi controlli vengono fatti frequentemente a differenza delle ispezioni straordinarie che vengono eseguite tramite l'utilizzo di strumentazione per una valutazione più accurata. Ad oggi, si stanno sviluppando anche tecniche di monitoraggio che puntano a dare una valutazione continua dello stato dell'opera e vanno ad affiancare le normali verifiche.

Per quanto riguarda le prove sperimentali su ponte vengono distinte: quelle sul materiale, sullo stato tensionale dell'elemento e sullo stato generale del ponte.

1.4.1. Controllo del calcestruzzo

Il modo migliore di ottenere informazioni riguardo al calcestruzzo da esaminare avviene tramite un carotaggio, fatto ad esempio con una prova D.

Generalmente vengono fatte delle carote di $d=100$ mm che saranno sottoposte a misurazioni quali:

- peso e spessore
- modulo elastico, diagramma tenso-deformativo
- profondità di carbonatazione
- quantitativo di ioni e agenti inquinanti
- quantità e qualità del cemento

I provini vengono quindi testati con le classiche prove a compressione e vanno a determinare la resistenza ultima del calcestruzzo restituendo anche il diagramma $\sigma - \varepsilon$. Queste prove, che possono essere condotte a controllo di spostamento o di tensione, sono poi confrontate con i risultati ottenuti dai test sui provini realizzati prima della messa in opera della struttura da esaminare. Si evince quanto sia importante essere in possesso di una documentazione storica da cui trarre le informazioni. I nuovi e i vecchi risultati ottenuti, come si vedrà nei capitoli finali, saranno necessari al calcolo delle variabili parametriche per la determinazione dei nuovi coefficienti parziali con cui si va a riverificare la struttura esistente.

Un altro test da sottoporre il provino è quello del pull out. Questo consiste in una prova a trazione che va a misurare la forza necessaria per estrarre una barra metallica ancorata al

calcestruzzo formando una superficie conica di rottura. Prove che invece misurano la durezza del materiale sono la prova Windsor e quella dello sclerometro di Smith. Nel primo caso viene misurata l'infissione di un chiodo che viene sparato nel provino, nel secondo caso si va a misurare il rimbalzo di una massa battente.

È importante basarsi sui parametri standard della prova in modo da avere un confronto veritiero e perfettamente congruo per tutte le prove effettuate anche a distanza di anni.

Delle tecniche meno invasive che puntano a misurare eventuali difetti nelle solette e pali sono quelle che si basano sulla propagazione delle onde sonore. La presenza di un difetto va infatti a riflettere l'onda emessa che percorrerà quindi uno spazio minore e denoterà la presenza di imperfezioni.

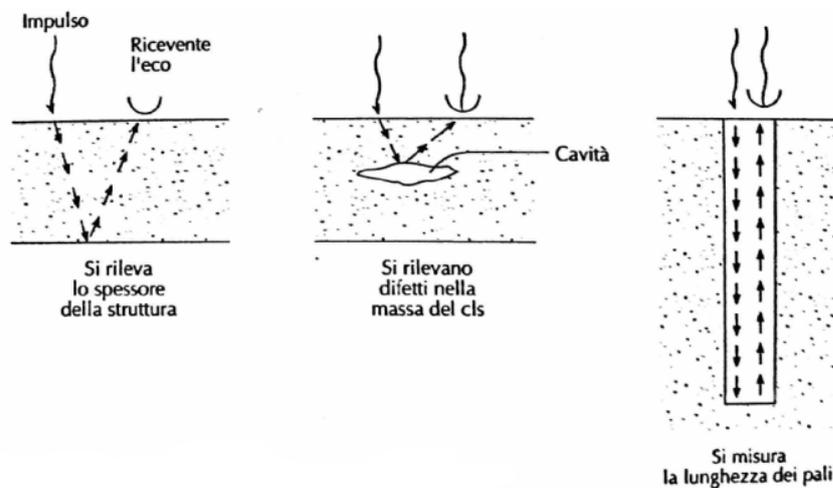


Fig 1-7 rilevamento di imperfezioni tramite onde

Un'altra tecnica utilizzata spesso nei ponti è quella delle onde radar emesse da un dispositivo installato su un mezzo viaggiante che va ad ispezionare la soletta. Anche un'analisi termografica può dare informazioni di eventuali imperfezioni che sono caratterizzate da umidità e quindi temperatura diversa che permette di segnalare la loro presenza.

1.4.2. Controlli sugli acciai

I controlli sugli acciai vertono sulla valutazione dello stato corrosivo dell'acciaio. I metodi più usati sono basati sull'utilizzo di raggi γ e x . Altrettanto importante è l'utilizzo del Pacometro, uno strumento che si basa sulla misura della variazione del campo magnetico individuando la presenza di acciaio nelle strutture esistenti. Proprio per questo motivo, tale strumento viene utilizzato per controllare la presenza di ferri in una sezione e quindi individuare le zone dove

poter effettuare carotaggi senza incontrare acciaio oppure zone dove prelevare le barre da analizzare.

Per i ponti è altrettanto importante l'ispezione endoscopica che consiste in un'analisi puramente visiva utilizzata spesso per controllare i cavi di precompressione all'interno della struttura. Per effettuare tale operazione si individua prima il cavo con il Pacometro, dopo di che si effettua un foro fino ad intercettare il cavo e quindi inserire la sonda di ispezione. L'ambiente ospitante l'armatura viene valutato anche con prove elettrochimiche fatte con voltmetro per valutare un possibile stato corrosivo. Questo strumento misura la differenza di potenziale tra le armature e, a dipendenza del range rilevato, si è in grado di capire se ci si trova in ambiente pericoloso che può portare alla corrosione.

1.4.3. Misura delle tensioni

Conoscere le sollecitazioni agenti su un elemento della struttura da esaminare risulta molto importante a volte, ma altrettanto difficile risulta l'operazione per la loro misurazione. Trovandoci nel caso di strutture esistenti si fa ricorso a prove D o MD. Tali prove consistono nell'estrazione di un provino che causa rilascio di tensione andando quindi ad annullare lo stato di coazione che era presente.

Il calcolo avviene tramite un estensimetro che misura una ε uguale ed opposta a quella che si ha prima dell'estrazione.

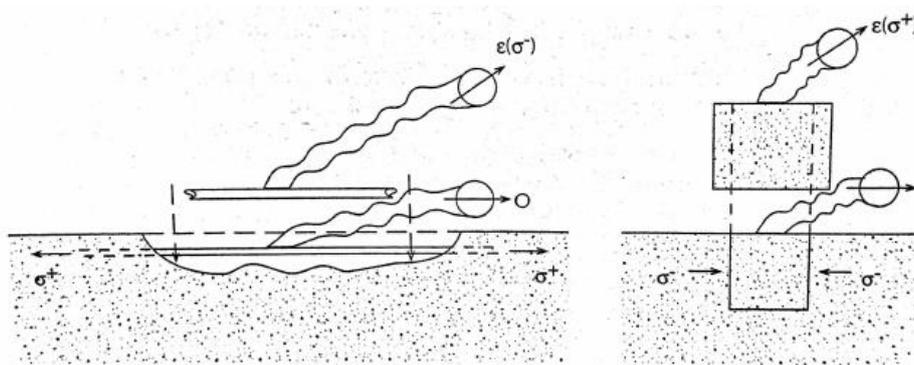


Fig 1-8 misura delle tensioni

Quando vengono misurate queste deformazioni bisogna tenere in conto anche dell'aliquota dovuta al ritiro.

Per il calcolo delle armature di precompressione la prova si complica. Bisognerebbe infatti riuscire ad applicare gli estensimetri nel piccolo diametro del filo componente il cavo precompresso che viene poi tagliato per effettuare la misura (fig 1.8).

Un altro tipo di misura è quello che si basa sul calcolo delle tensioni di compensazioni che vengono effettuate nel modo seguente:

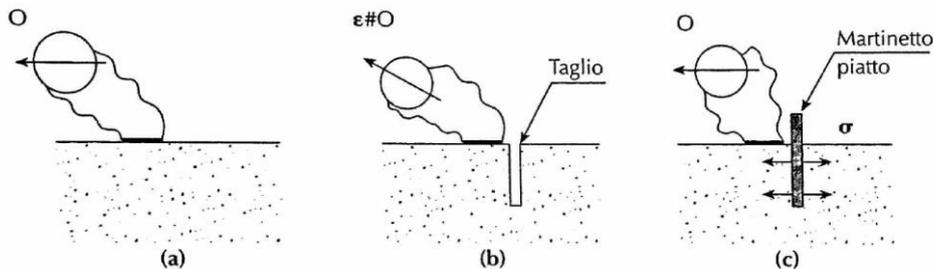


Fig 1-9 misura delle tensioni

- a) Si applica l'estensimetro
- b) Si effettua il taglio vicino all'estensimetro che genererà una ϵ
- c) Con un martinetto si fa crescere la pressione fino ad annullare la ϵ

1.4.4. Controllo sullo stato generale dell'opera

Un primo controllo da effettuare riguarda i rilievi geometrici. Essi consistono nella misurazione della distanza tra gli appoggi, la verticalità delle pile, l'altimetria ecc. Dovrebbero essere presenti anche i valori presi sulla struttura appena dopo la messa in opera avvenuta in passato. Di fatto, un possibile errore può provenire dall'errato tracciamento fatto prima della realizzazione o da un dissesto avvenuto durante la vita utile.

Un altro tipo di misura avviene negli appoggi andando a misurare le reazioni agenti tramite martinetti idraulici.

Un eventuale mal funzionamento dell'opera può venir fuori da prove di carico statiche che necessitano della chiusura al traffico. Tali prove consistono nell'andare a caricare il ponte con delle zavorre che determinano un'inflessione dell'impalcato. Una marcata non-linearità della curva carichi-spostamenti o delle deformazioni residue dopo lo scarico sono un chiaro segno di mal funzionamento della struttura.

Altre prove sono quelle dinamiche che possono essere svolte senza l'interruzione del traffico. Queste consistono nell'andare a misurare i primi periodi propri di vibrazione e le forme modali del ponte in esame tramite sensori come gli accelerometri. La misura viene effettuata tramite

l'eccitazione causata dai veicoli transitanti e nel momento in cui l'ultimo veicolo esce dal ponte, quindi si vanno a registrare le oscillazioni libere.

Una volta concluse tutte queste misurazioni su un'opera realizzata t anni fa, si procede con il calcolo del coefficiente di variazione V per l'analisi scelta. Ad esempio, dati i valori provenienti dalla prova a compressione sul calcestruzzo utilizzato, si calcola V' (coefficiente di variazione del calcestruzzo ad oggi) e si procede con il calcolo del coefficiente parziale γ_c tramite le metodologie proposte dal *fib* Bulletin 80. Questo parametro, necessario al calcolo delle verifiche a stato limite ultimo, sarà quindi tarato in base all'età, le dimensioni della struttura, le incertezze di modello e sull'attuale condizione del calcestruzzo.

Il bollettino mira quindi a dare una valutazione più realistica dello stato attuale dell'opera. Di fatto, una verifica conseguita seguendo l'EC presuppone che le proprietà del materiale presente al momento della verifica sia lo stesso di quello presente alla messa in opera, senza tenere in conto tutti i possibili fenomeni sopra descritti.

È da tenere in conto che l'utilizzo del *fib* Bulletin 80 non è possibile in caso in cui siano presenti fenomeni avanzati di degrado che portano ad una crescita importante della probabilità di collasso.

Di seguito viene descritto il ponte su cui sono state applicate le due metodologie proposte dal *fib* Bulletin 80. I risultati sono poi stati confrontati con quelli provenienti dal medesimo ponte studiato seguendo la metodologia proposta dall'Eurocodice.

2. Descrizione generale dell'opera

L'opera esaminata è il ponte di Avigliana, situato nel raccordo tra lo svincolo di Avigliana Est dell'Autostrada A32 e la SS25.



Fig 2-1 ponte di Avigliana vista da satellite

2.1. L'impalcato

L'impalcato del viadotto in oggetto è costituito da una trave continua dritta a tre campate, una centrale da 60 m e due semi campate laterali da 30 m ciascuna formate da un cassone monocellulare di larghezza e altezza costanti pari a 9.60 m e 3 m rispettivamente.

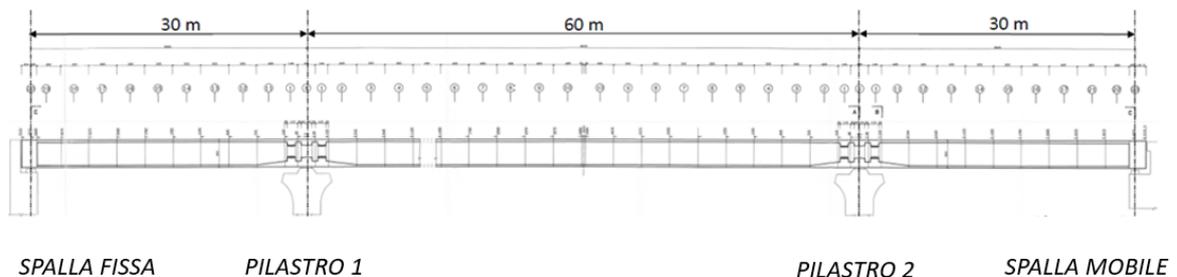


Fig 2.1-1 Sezione longitudinale del ponte

In corrispondenza delle pile, al fine di migliorare il comportamento torsionale della struttura, sono presenti dei diaframmi dotati di passo d'uomo che vanno a gravare su di una coppia di appoggi. La trave-cassone costituente l'impalcato è composta da elementi prefabbricati. È stata realizzata a conci coniugati congiunti in avanzamento a partire dall'asse pila fino ad intercettare in mezzeria la seconda metà e quindi creare un'unica struttura continua tramite il concio di chiusura realizzato in opera. L'avanzamento opposto termina con la realizzazione delle spalle relative ai lati estremi del ponte.

2.1.1. Caratteristiche geometriche delle sezioni

L'impalcato presenta le seguenti sezioni:

- Nelle spalle risulta piena per assorbire le sollecitazioni di natura torsionale. Nel modello realizzato, per semplicità, è stata considerata la medesima sezione presente sugli appoggi caratterizzata comunque da un'area importante. Tale sezione è stata nominata “*diaframma*” ed è assegnata ai conci n° 20-0-23 che compongono l'impalcato (vedi ALLEGATO 1).

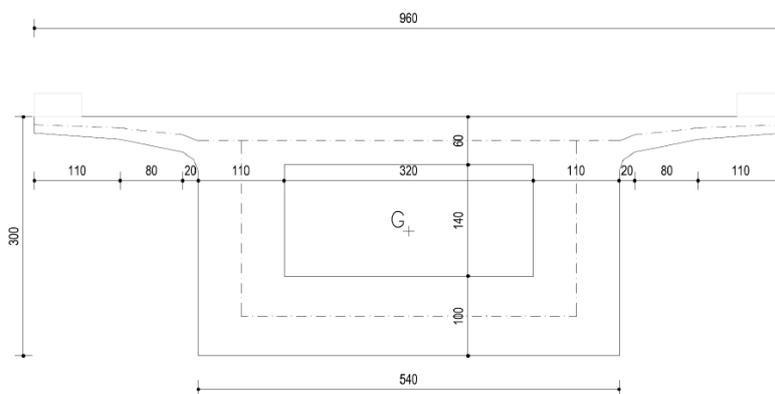


Fig 2.1-2 Sezione trasversale impalcato – sezione diaframma e di testata

- Nelle campate la sezione dei conci si snellisce e viene nominata “*tipo*”. I conci che presentano questa geometria sono quelli numerati dal n° 3 al 10, dal 12 al 19 e il 21 e 22 (vedi ALLEGATO 1).

Anche il concio di sutura realizzato in opera presenta tale geometria.

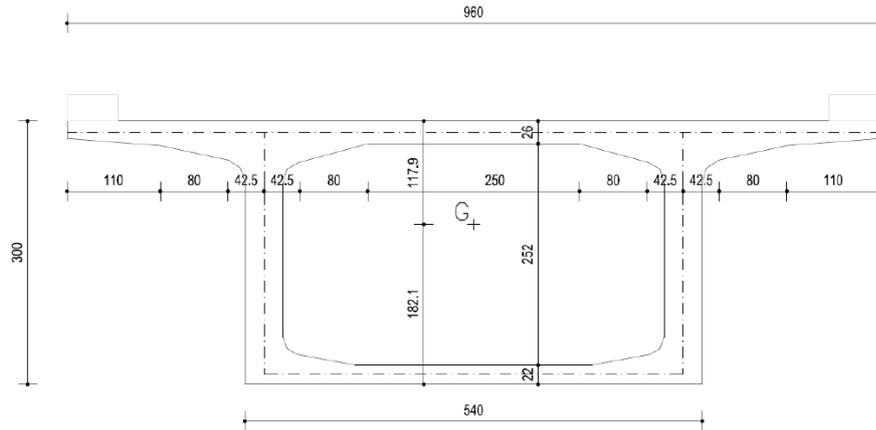


Fig 2.1-3 Sezione trasversale impalcato – sezione tipo

- La sezione a destra e sinistra del diaframma viene nominata “concio 1” ed è stata assegnata ai conci n° 1. Presenta all’interno una zona di ispessimento che è stata contemplata solo come un peso additivo e quindi non presa in considerazione durante la modellazione della geometria.

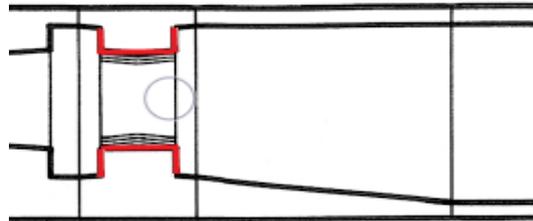


Fig 2.1-4 Sezione longitudinale impalcato – sezione concio 1

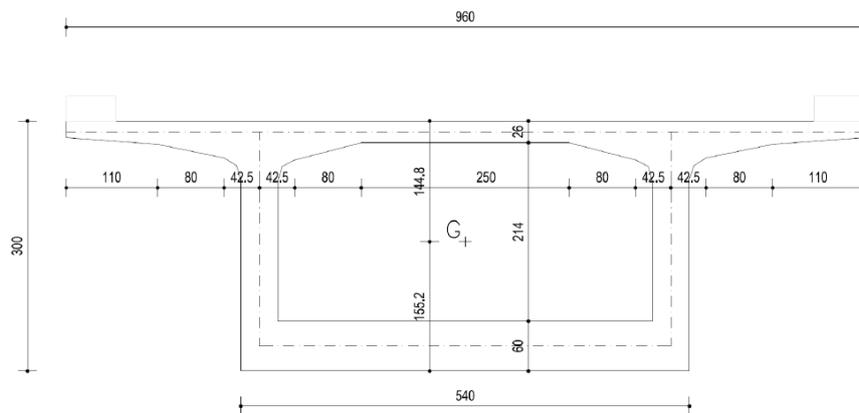


Fig 2.1-5 Sezione trasversale impalcato – sezione concio 1

- In prossimità degli appoggi la sezione va ad inspessirsi e passa da quella “tipo” a “concio 1” (muovendoci dalla campata all'appoggio). Sul codice è stata creata una sezione che cambi linearmente la sua forma e quindi le proprietà geometriche

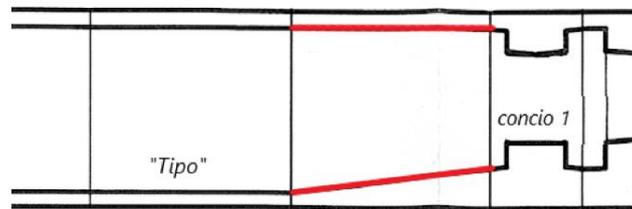


Fig 2.1-6 Sezione longitudinale impalcato – cambio di sezione tra concio 1 e tipo

Vengono di seguito riportate le proprietà delle sezioni sopra descritte per come sono state modellate nel codice di calcolo.

<i>Tipo</i>		<i>Concio 1</i>		<i>Diaframma</i>	
A	6.478	A	8.038	A	13.008
J	15.0601	J	17.3104	J	24.9573
I33	8.3299	I33	10.7453	I33	13.494
I22	38.3766	I22	40.7028	I22	52.6804
I23	0.	I23	0.	I23	0.
AS2	2.7677	AS2	2.8345	AS2	7.0672
AS3	3.6307	AS3	5.7394	AS3	9.8633
S33(+face)	6.9683	S33(+face)	7.3424	S33(+face)	9.3915
S33(-face)	4.6159	S33(-face)	6.9931	S33(-face)	8.6324
S22(+face)	7.9951	S22(+face)	8.4798	S22(+face)	10.9751
S22(-face)	7.9951	S22(-face)	8.4798	S22(-face)	10.9751
Z33	7.0462	Z33	8.8218	Z33	12.2196
Z22	14.3297	Z22	15.9659	Z22	22.9153
r33	1.134	r33	1.1562	r33	1.0185
r22	2.434	r22	2.2503	r22	2.0124
Xcg	4.8	Xcg	4.8	Xcg	4.8
Ycg	1.8046	Ycg	1.5366	Ycg	1.5632
Xpna	4.8	Xpna	4.8	Xpna	4.8
Ypna	1.5504	Ypna	1.6292	Ypna	1.6493

Tabella 2.1-1 proprietà delle sezioni

2.2. Cavi di precompressione

I 28 cavi che corrono lungo l'impalcato cambiano direzione sia longitudinalmente che orizzontalmente e di questo ne è stato tenuto conto nella realizzazione del modello (vedi capitolo cap.4).

I cavi utilizzati sono ciascuno da 12 trefoli da 0.6" ad eccezione del n°18 che presenta 4 trefoli da 0.6":

- Cavi superiori dal n° 2, 3 e dal n° 5 al n° 17
- Cavi inferiori dal n° 21 al n° 27
- Cavi inferiori dal n° 30 al n° 32
- Cavo superiore n° 18 (collega le ali dei conci così da evitare un loro movimento relativo)

L'andamento dei cavi viene riportata nell'ALLEGATO 1.

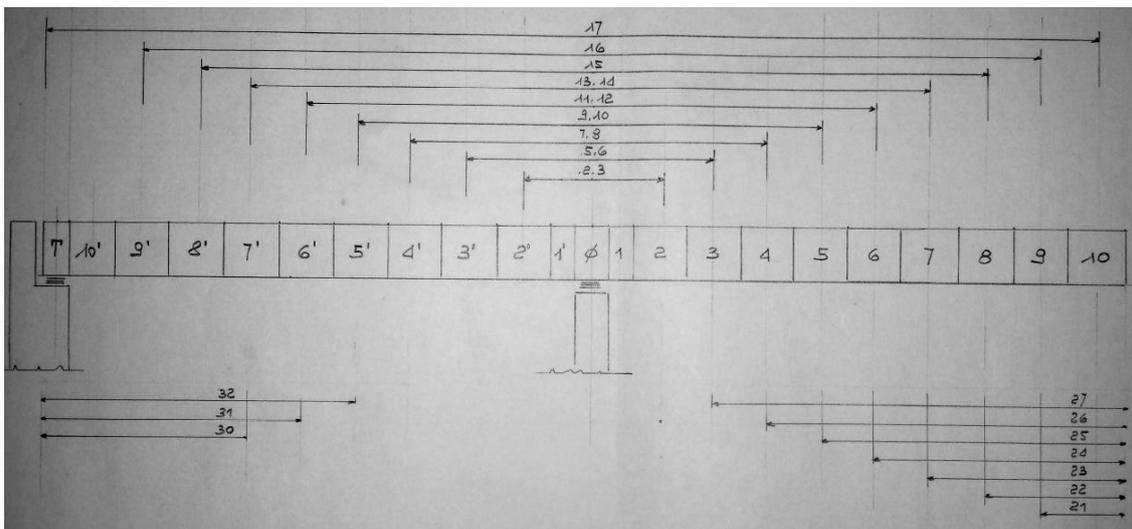


Fig 2.2-1 Disposizione dei cavi all'interno della struttura

Tutti i cavi sono da intendersi doppi e posizionati simmetricamente rispetto all'asse baricentrico verticale della sezione trasversale del ponte.

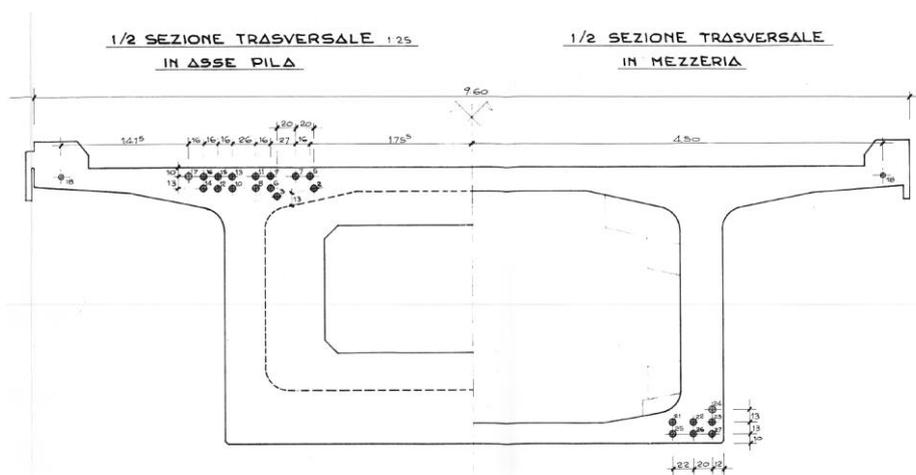


Fig 2.2-1 Esempio maschera cavi

2.3. Fasi di realizzazione

Stando alla documentazione del Progetto Esecutivo, le principali fasi per la realizzazione dell'impalcato sono state le seguenti:

- 1) Prefabbricazione dei conci nello stabilimento di produzione;

Tale sistema prevede la realizzazione dei conci tramite casseforme nella quale si è predisposto l'armatura lenta e le guaine dove sono stati inseriti i cavi.



Fig 2.3-1 Prefabbricazione in stabilimento

- 2) Posa sulla pila;

Tramite gru sono stati sollevati i conci che presentano area maggiore, “diaframmi”, ed ancorati al pilastro tramite barre provvisorie. Di fatto, questa zona è fortemente sollecitata durante la costruzione a fasi e quindi viene mantenuto l'ancoraggio fino a completa realizzazione dell'impalcato.

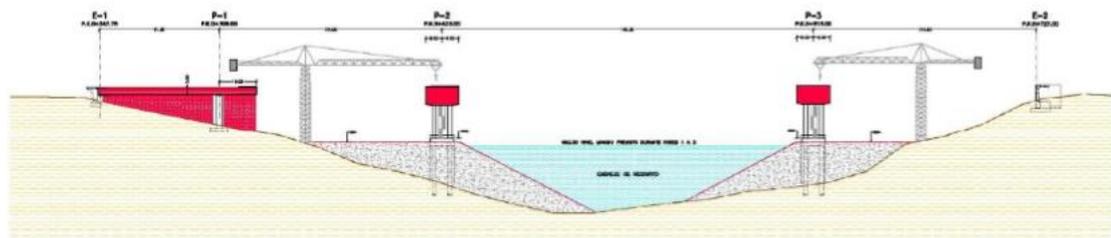




Fig 2.3-2 posa del diaframma e conci laterali

3) Montaggio alternato dei conci;

A partire dalla sezione descritta al punto precedente, i successivi conci che formeranno la campata, sono stati uniti mediante barre provvisorie poste in appositi fori.

Successivamente sono stati infilati e tesati i cavi di precompressione superiori per sorreggere la struttura in avanzamento verso le due direzioni.

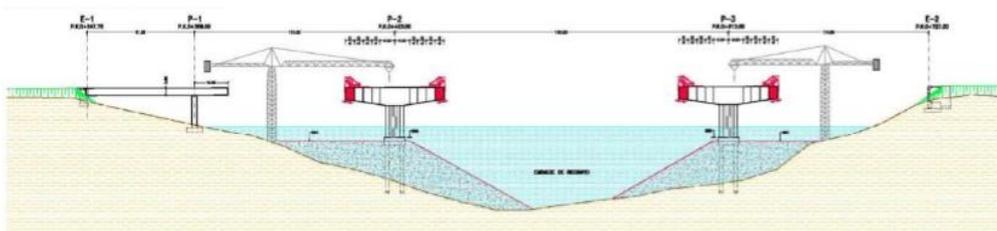


Fig 2.3-4 montaggio alternato dei conci fasi iniziali

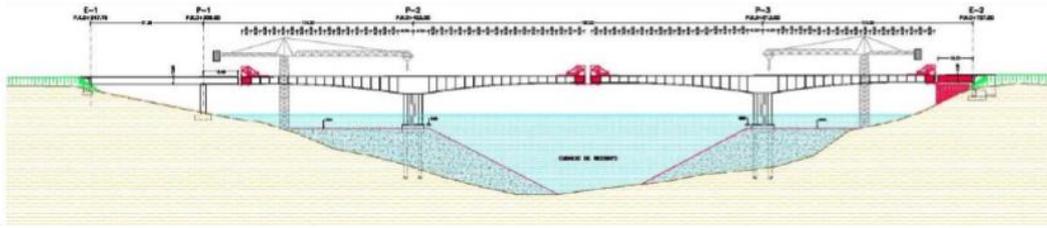


Fig 2.3-5 montaggio alternato di conci fase finale

4) Concio di sutura;

Una volta completate le sezioni che formano le spalle del ponte nelle due direzioni, è stata ultimata anche la campata tramite un getto di sutura che ha unito le due stampelle. Le direzioni di avanzamento di quest'ultime sono state regolate tramite appoggi provvisori per arrivare alla massima centratura.

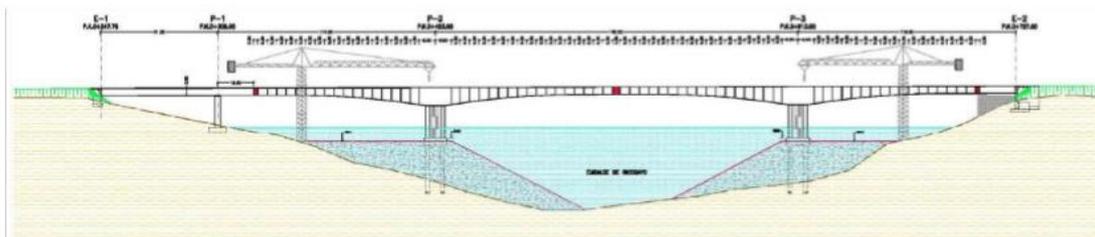


Fig 2.3-6 realizzazione del concio di sutura

5) Infilaggio e tesatura dei cavi inferiori;

Ultimato l'impalcato, sono stati posti e tesati tramite martinetti idraulici i cavi nella zona inferiore (intradosso) dei conci.



Fig 2.3-7 Tesatura

6) Iniezione delle guaine.

Dopo la tesatura, i fori di alloggiamento sono stati riempiti tramite iniezione ad alta pressione di malta. È importante quindi non danneggiare tali elementi durante le fasi di realizzazione del concio perché questo inficerebbe nella preservazione dell'acciaio incorrendo a danni considerevoli che possono, nei casi peggiori, portare al crollo della struttura stessa.



Fig 2.3-8 Iniezione nelle guaine

La sequenza operativa ricorrente della costruzione di una stampella completa è stata assunta di circa 15 giorni consecutivi naturali, estendibili a 20 nelle fasi di partenza delle vie di corsa, causa i maggiori spostamenti della struttura di varo. Una descrizione al dettaglio della fase costruttiva considerata viene proposta al capitolo dedicato alla modellazione della struttura trattata in seguito.

2.4. Materiali

Vengono riportate le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati.

– Calcestruzzo usato per l'impalcato:

$R_{ck} = 45 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cubica
$\gamma_c = 1.5$	coefficiente parziale di sicurezza
$f_{cd} = 0.83 * 0.85 * R_{ck} / 1.5 = 21.2 \text{ MPa}$	resistenza a compressione di progetto
$f_{ck} = 0.83 * R_{ck} = 37.35 \text{ MPa}$	resistenza a compressione cilindrica
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45.35 \text{ MPa}$	resistenza media del cls
$E_{cm} = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} = 34625.49 \text{ MPa}$	modulo elastico

– Acciaio ordinario ad aderenza migliorate per barre da c.a.:

Tipo FeB44k

$f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$	tensione di snervamento caratteristica
$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$	tensione di rottura caratteristica
$\gamma_s = 1.15$	coefficiente parziale di sicurezza sul materiale
$f_{yd} = 430 / 1.15 = 373.9 \text{ N/mm}^2$	tensione di snervamento di progetto

– Acciaio per c.a.p: trefoli 0.6” con trattamento di stabilizzazione ai fini della riduzione del rilassamento, controllato in stabilimento

$f_{p1k} = 1600 \text{ N/mm}^2$	tensione caratteristica all' 1% di deformazione totale
$f_{ptk} = 1800 \text{ N/mm}^2$	tensione di rottura caratteristica
$\sigma_{spi} = 1428 \text{ N/mm}^2$	tensione di tesatura iniziale per cavi di post-tensione
$\gamma_s = 1.15$	coefficiente parziale di sicurezza sul materiale

3. Calibrazione del codice di calcolo

Per comprendere a fondo il comportamento del codice SAP2000 e delle sue funzionalità sono stati condotti dei test su modelli elementari realizzati con il software. I risultati ottenuti sono stati confrontati con quelli ricavati da modelli studiati seguendo una procedura analitica solida.

3.1. Modelli

Vengono qui descritti due modelli realizzati entrambi con il codice le cui forze di precompressione vengono inserite; in un caso tramite forze equivalenti opportunamente calcolate a mano, e nel secondo caso tramite cavi disegnati direttamente nel software e aventi le proprietà e tensioni di tesatura volute.

3.1.1. Modello tendon

Consiste in una trave di sezione generica, si è scelta la sezione “diaframma” descritta precedentemente, all’interno della quale vengono inseriti degli elementi “tendon” (rappresentano i cavi di precompressione), che vengono modellati nella forma voluta e di cui vengono definite le seguenti proprietà fisiche e meccaniche:

$Area=1.680E-03 \text{ m}^2$, $Modulo \text{Elastico}=1.960E08$, $Tensione \text{tesatura}= 1428000 \text{ KN/m}^2$

Successivamente sono stati definiti i parametri necessari al calcolo delle perdite di tensione descritte nel cap 3.2. Per questo modello, il calcolo di quest’ultime è stato lasciato al codice che ne terrà conto automaticamente una volta definiti i parametri che governano il fenomeno.



Fig 3.1-1 Modello tendon realizzato su SAP2000

3.1.2. Modello analitico

Viene realizzata la medesima trave del modello precedente nella quale viene inserita la precompressione tramite un sistema di forze applicato all'elemento stesso che simula il comportamento del cavo. Tale metodo viene definito "dei carichi equivalenti".

La trave viene modellata suddividendola in tanti conci di grandezza finita al quale vengono applicate le azioni di estremità P_1 e P_2 e un sistema di forze, dette triplete, così da mantenere il concio in equilibrio secondo un sistema di forze globale (fig.).

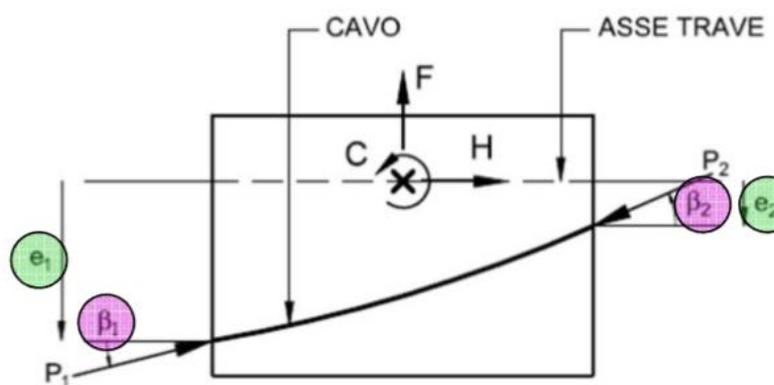


Fig 3.1-2 sistema forze globali secondo il metodo dei carichi equivalenti

Le due forze poste alle estremità si annullano tra loro in corrispondenza del giunto presente tra le sezioni, mentre, nelle sezioni finali dove il cavo viene ancorato, agirà una forza concentrata. Le equazioni di equilibrio che determinano quindi la forza da applicare al centro di ogni concio sono (M. Mezzina):

$$H = P_2 \cos \beta_2 - P_1 \cos \beta_1$$

$$F = P_2 \sin \beta_2 - P_1 \sin \beta_1$$

$$C = (P_1 \sin \beta_1 - P_2 \sin \beta_2) \frac{\Delta x}{2} - (P_1 \sin \beta_1) e_1 + (P_2 \sin \beta_2) e_2$$

Una volta inserita la precompressione vengono calcolate in maniera analitica anche le perdite (vedi paragrafo 3.2). Nel modello precedente invece il compito era stato lasciato al software.

3.2. Perdite

Vengono descritte le perdite così come sono state prese in conto nella trattazione analitica e dal codice di calcolo.

3.2.1. Perdite di attrito

Costituiscono una percentuale importante delle perdite totali agenti, principalmente per strutture di questo tipo, pertanto sono state valutate e studiate prima di essere applicate al modello del ponte.

3.2.1.1. Perdite di attrito metodo analitico

Si verifica in caso di post-tensione o pre-tensione con deviatori, ed è dovuta all'attrito o tra cavo e deviatore o, come nel caso in esame, tra cavo e guaina.

Poiché la forza di attrito è proporzionale alla forza di contatto tramite il coefficiente di attrito μ , si ottiene (M. Mezzina):

ipotesi: $dT \ll P(s)$

$$dT(s) = -\mu dN$$

$$dN = P(s) \cdot d\alpha$$

$$dT(s) = -\mu \cdot P(s) \cdot d\alpha$$

$$P(s + ds) = P(s) + dP(s) = P(s) + dT(s)$$

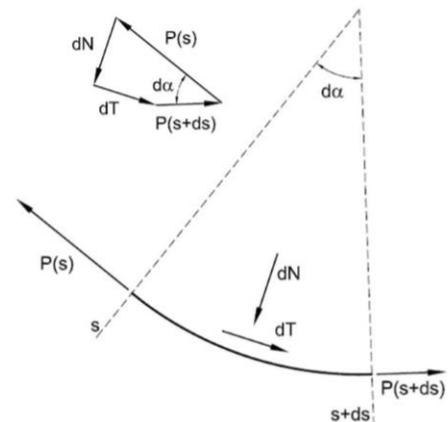
$$dP(s) = dT(s) \quad dP(s) = -\mu \cdot P(s) \cdot d\alpha$$

$$\frac{dP(s)}{P(s)} = -\mu \cdot d\alpha$$

$$\log P(s) = -\mu \cdot P(s) \cdot d\alpha + \log C$$

Per $s=0$ e $\alpha=0$ si ha:

$$P = P_0 e^{-\mu \alpha}$$



Per tener conto di inevitabili errori costruttivi e deviazioni involontarie della guaina, dovute per esempio alla macchina vibrante durante il getto di realizzazione del concio, vi si considera una deviazione angolare non intenzionale:

$$\alpha = k \cdot s$$

Si ottiene quindi:

$$P = P_0 e^{-\mu(\alpha + Kx)}$$

- P_0 = tensione presente all'atto del tiro
- μ = coefficiente di attrito dell'armatura nella guaina ($\mu = 0.2$)
- α = angolo cumulativo (radianti) presente tra l'asse x e la tangente del punto
- K = deviazione angolare casuale (è stato assunto $k = 0.01$ rad/m)
- x = posizione rispetto al jack finale

3.2.1.2. Perdite di attrito metodo utilizzato dal codice

Dal *CSI* viene dichiarato che il codice SAP2000 utilizza la seguente formulazione:

$$P_x = P_0 e^{-(\mu \alpha + Kx)}$$

Quindi la formulazione risulta la medesima di quella analitica utilizzata per il confronto. L'unico accorgimento viene fatto sul coefficiente K (*wobble coefficient*) che dovrà essere inserito nel software (K_s) che sarà dato dal prodotto:

$$K_s = K \cdot \mu$$

Questo perché le due equazioni differiscono della posizione della parentesi.

3.2.2. Perdite per rientro ancoraggi

È la perdita di tensione dovuta al rientro del cuneo di ancoraggio del cavo che ha, nella maggior parte dei casi, effetto confinato nelle zone terminali del cavo. Di fatto, l'azione dell'attrito risulta in questo caso favorevole e impedisce che il rientro si risenta in un tratto troppo esteso di trave.

3.2.2.1. Perdite per rientro ancoraggi metodo analitico

Come nel ponte di Avigliana, può accadere che per alcuni tracciati che presentano attrito ridotto e cavi di lunghezza ridotta, l'effetto del rientro degli ancoraggi possa interessare una zona di estensione non trascurabile. Indicando con Δa l'entità del rientro, dell'ordine di 2-4 mm, con lp il tratto caratterizzato dalla diminuzione di tensione, si ha (*M. Mezzina*):

$$\int_0^{lp} \Delta \varepsilon(x) dx = \frac{1}{E_{sp} A_p} \cdot \int_0^{lp} \Delta P(x) dx$$

$$P_1(x) = P_{1,0} \cdot e^{-\mu(\alpha + Kx)}$$

$$P_2(x) = P_{2,0} + P_{2,0} \cdot (1 - e^{-\mu(\alpha + Kx)}) = P_{2,0} \cdot (1 - e^{-\mu(\alpha + Kx)})$$

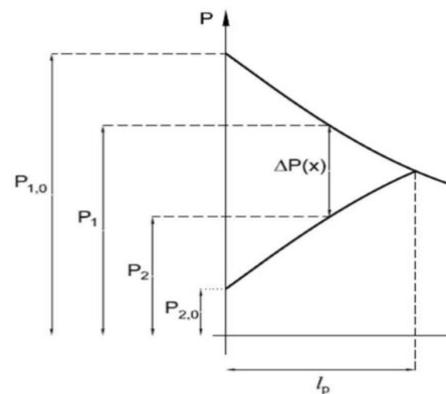
$$\Delta P(x) = P_{1,0} \cdot e^{-\mu(\alpha + Kx)} - P_{2,0} \cdot (2 - e^{-\mu(\alpha + Kx)}) \quad (3.2-1)$$

Per $x=lp$ risulta ovviamente $\Delta P(x)=0$ e quindi:

$$P_{1,0} \cdot e^{-\mu(\alpha_{LP} + Kl_p)} = P_{2,0} \cdot (2 - e^{-\mu(\alpha_{LP} + Kl_p)})$$

$$P_{2,0} = \frac{P_{1,0} \cdot e^{-\mu(\alpha_{LP} + Kl_p)}}{2 - e^{-\mu(\alpha_{LP} + Kl_p)}}$$

Quest'ultima può essere risolta per un lp di tentativo e iterarla fino a verificare l'equazione (3.2-1) sopra descritta.



3.2.2.2. Perdite per rientro ancoraggi metodo utilizzato dal codice

Tale perdita non è uniformemente distribuita lungo la lunghezza del cavo ma dipende dalla lunghezza di ancoraggio la quale è calcolata come funzione delle perdite (*CSI*):

$$L_{set} = \sqrt{\frac{\Delta_{set} \cdot A_{ps} \cdot E_p}{P}}$$

Dove:

- Δ_{set} = rientro ancoraggio settato dall'utente
- A_{ps} = area tendon
- E_p = modulo elastico del tendon
- P = Perdita di attrito intesa come scambio di forza per unità di lunghezza, calcolata da un diagramma di variazione tensore-forza

Quindi quest'ultimo tipo di perdita è calcolata in modo differente da quello analitico utilizzato. Il nostro obiettivo è quindi verificare quanto differiscono le sollecitazioni nei due casi e valutare l'attendibilità del codice.

Jack From This Location		Load Type	Tendon Load
<input checked="" type="radio"/> I-End (Start) of Tendon		<input checked="" type="radio"/> Force	Force (KN)
<input type="radio"/> J-End (End) of Tendon		<input type="radio"/> Stress	1428
<input type="radio"/> Both Ends Simultaneously			
Friction and Anchorage Losses			
Curvature Coefficient (Unitless)			0.19
Wobble Coefficient (1/m)			0.0019
Anchorage Set Slip (m)			0.002
Other Loss Parameters			
Elastic Shortening Stress (KN/m ²)			0
Creep Stress (KN/m ²)			0
Shrinkage Stress (KN/m ²)			0
Steel Relaxation Stress (KN/m ²)			0

Fig 3.2-1 Coefficienti inseriti sul SAP2000 relativi alla perdita rientro ancoraggi

3.3. Risultati del confronto

Vengono qui riportati i casi studiati in cui viene fatto variare la posizione, l'angolazione e le modalità di tesatura del cavo di precompressione.

3.3.1. Caso di cavo dritto con eccentricità

Il “modello tendon” esaminato (cap. 3.1.1) è una trave con cerniera e carrello alle due estremità nella quale è stato inserito un cavo (tendon) dritto dotato di un'eccentricità costante rispetto al baricentro della sezione e tesato da una sola estremità.

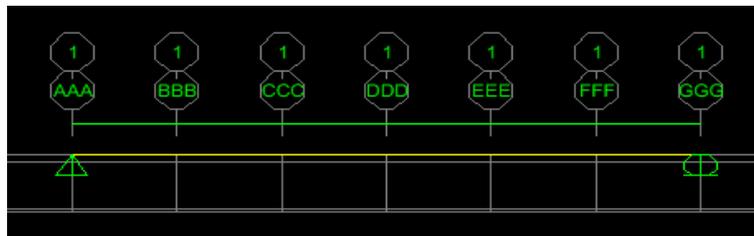


Fig 3.3-1 Modello tendon - cavo rettilineo

Tale modello è stato poi confrontato con il medesimo realizzato questa volta seguendo quanto riportato nella descrizione del “modello analitico” (cap. 3.1.2).

Vengono di seguito riportati i grafici che riportano l'andamento delle due perdite dei due casi trattati:

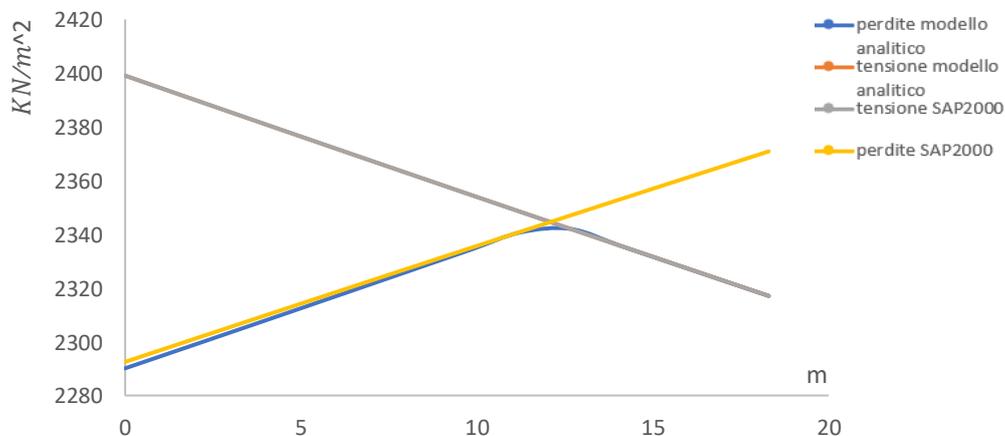


Fig 3.3-2 Confronto tra modello tendon e modello analitico delle perdite per attrito e rientro ancoraggi

Le curve arancio e grigia, del “modello analitico e tendon” rispettivamente, indicano le tensioni che diminuiscono per il solo effetto dell’attrito. Le curve giallo e blu indicano l’andamento della perdita per attrito insieme a quella per rientro ancoraggi nei due modelli. Si può notare come l’andamento delle curve sia molto simile. È stata pertanto dimostrata la congruenza tra i modelli e compreso il comportamento del codice per questa tipologia.

3.3.2. Caso di cavo con angolazione concentrata

In questo caso, è stata presa in considerazione una trave come quella del modello precedente avente un cavo dotato di una grande angolazione concentrata in prossimità del cuneo di ancoraggio.

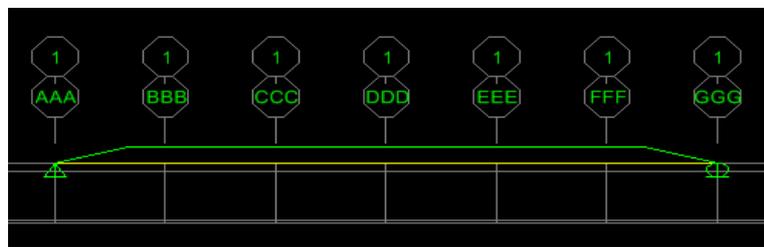


Fig 3.3-3 Modello tendon cavo angolazione concentrata

Vediamo come i due modelli non siano perfettamente congruenti nella zona dove tali perdite si concentrano maggiormente, quindi all’estremità. Questo comportamento è dato dalla diversità tra le formulazioni utilizzate nei due casi per il calcolo del rientro ancoraggi e dal fatto che il cavo ha una deviazione concentrata molto grande che rende il calcolo analitico, realizzato con il metodo dei carichi equivalenti, probabilmente meno preciso. Di fatto una volta esaurite le perdite nella zona iniziale le due curve si ricongiungono.

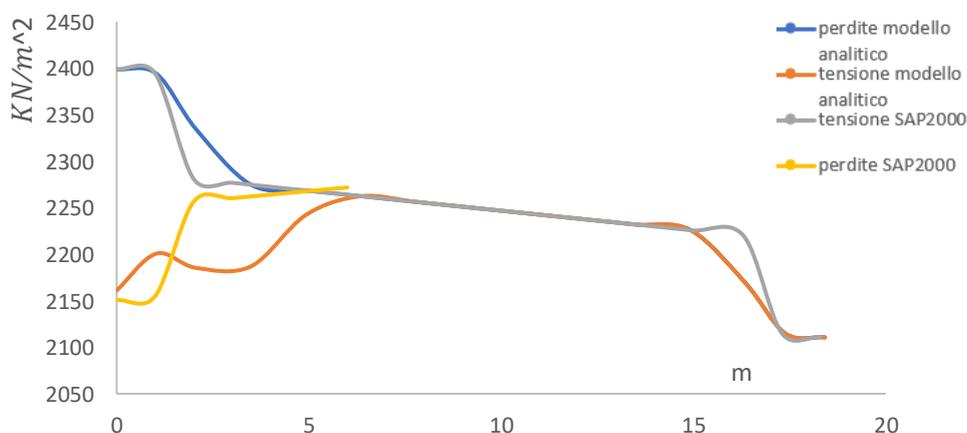


Fig 3.3-4 Confronto tra modello tendon e modello analitico delle perdite per attrito e rientro ancoraggi

3.3.3. Caso di cavo con angolazione distribuita

Questa volta viene contemplato il caso in cui l'angolazione del cavo, della stessa entità del caso precedente, non è più concentrata ma distribuita per una lunghezza più importante.

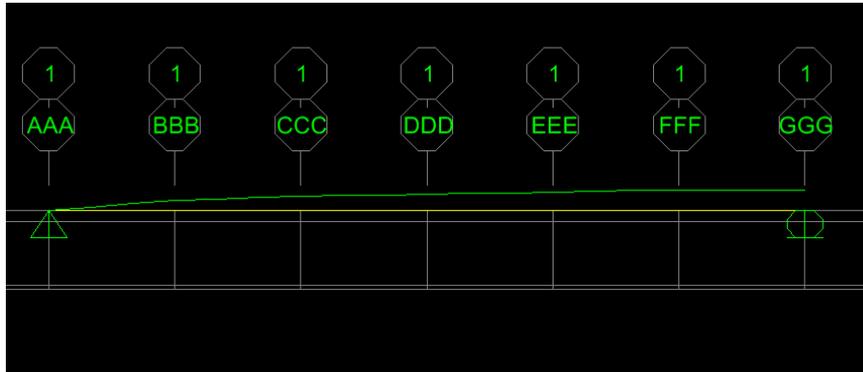


Fig 3.3-5 Modello tendon cavo angolazione distribuita

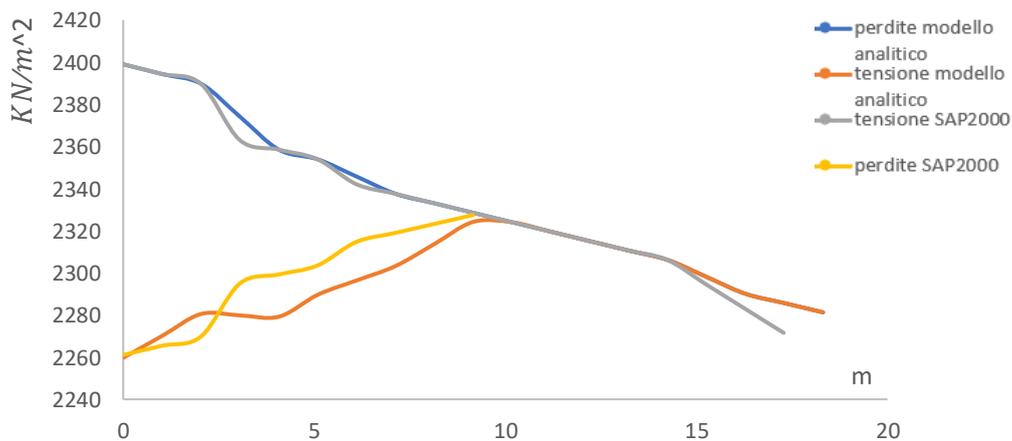


Fig 3.3-6 Confronto tra modello tendon e modello analitico delle perdite per attrito e rientro ancoraggi

Vediamo come le due curve in questo caso siano molto simili. Si dimostra quindi come, nel caso in cui l'angolo sia spalmato per una lunghezza maggiore, i due modelli tendono a coincidere.

3.3.4. Caso di cavo tesato alle due estremità

Per completezza, viene proposto il caso di un cavo dritto tesato nelle due estremità. Vediamo come la distanza necessaria ad esaurire le perdite è maggiore di quella che vi è a disposizione (le curve non vanno mai a toccarsi). Si evince come le perdite siano perfettamente congruenti. Valgono le considerazioni fatte nei casi precedenti.

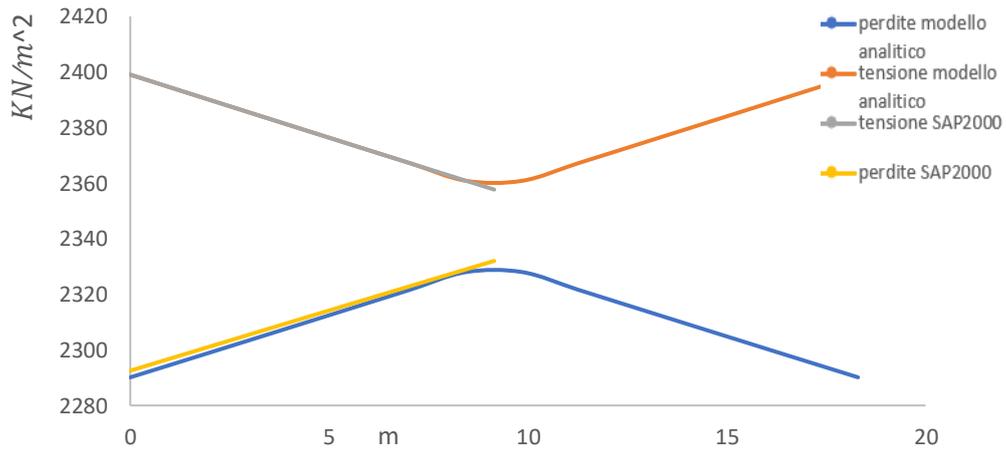


Fig 3.3-7 Confronto tra modello tendon e modello analitico delle perdite per attrito e rientro ancoraggi

4. Modello a elementi finiti dell'opera

4.1. Descrizione del modello di calcolo

Il modello F.E.M. creato per studiare lo schema strutturale è stato realizzato con il codice di calcolo SAP2000 NonLinear.

Gli elementi che compongono l'impalcato (conci) sono stati modellati come “frame” dotati delle medesime proprietà fisiche e meccaniche delle sezioni reali del ponte descritte nel cap. 1.3. Essendo indicati come elementi unifilari, questi sono stati disegnati all'altezza del baricentro della sezione così da essere connessi con altri elementi (rigid link), dotati di rigidità infinita, al piano degli appoggi per simulare la monoliticità.

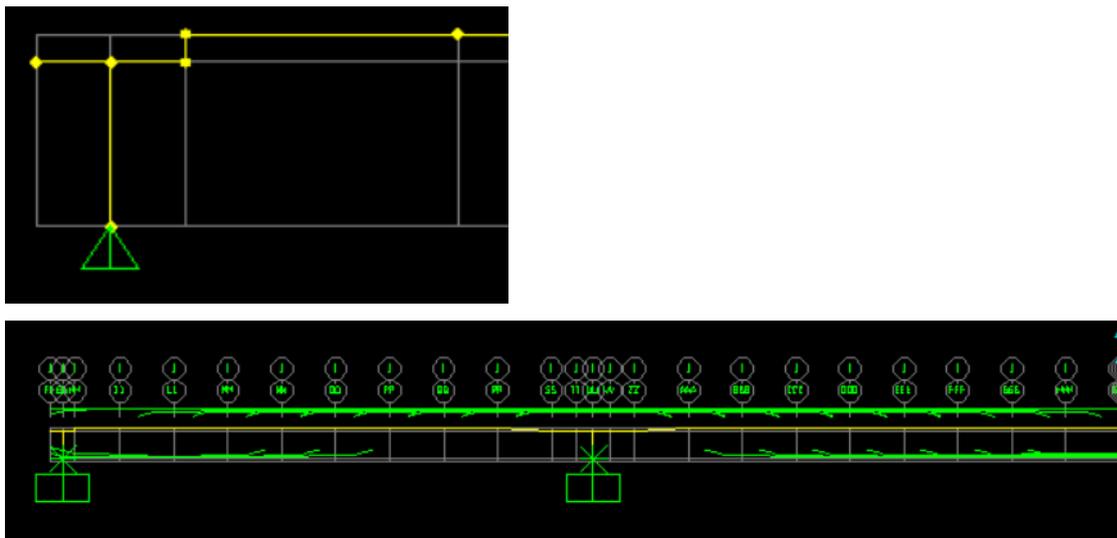


Fig.4.1-1 Modello F.E.M.– vista xz globale

Si fa notare che, per semplicità legata alla modellazione, la sezione *diaframma*, come detto precedentemente, viene utilizzata nel modello sia per le sezioni in prossimità dei pilastri sia per quelle che poggiano sulle spalle, anche se queste ultime nella realtà presentano una sezione piena.

Gli effetti della precompressione sono stati valutati inserendo nel modello i cavi utilizzando l'elemento “tendon” modellato solo nella direzione longitudinale e tralasciando quella trasversale. Di fatto, le forze generate dal cambio di direzione trasversale, a differenza di quella longitudinale, sono auto-equilibrate. Questo è dovuto al fatto che i cavi che corrono

parallelamente alla direzione dell'impalcato si spostano simmetricamente rispetto al baricentro andando ad elidere il contributo trasversale della forza che la loro deviazione genera.

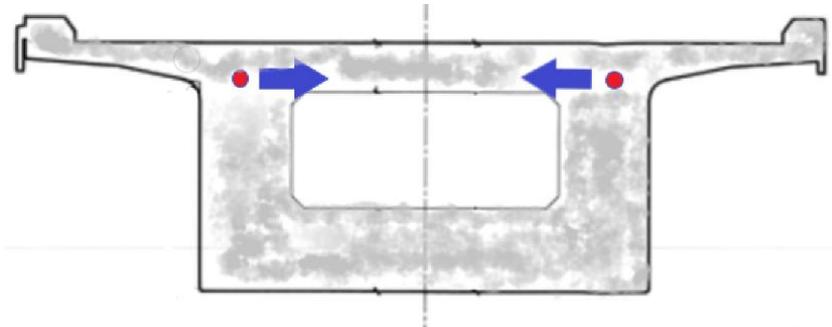


Fig.4.1-2 Forze trasversali auto-equilibrate generate dai cavi

Naturalmente, bisogna tenere in conto delle perdite per attrito dovute a queste deviazioni. Questo è stato fatto andando a modificare il coefficiente k e il valore della tensione iniziale inserita nel blister che risulta:

$$\sigma = \sigma_0 \cdot e^{-\alpha\mu}$$

Dove:

σ_0 = tensione che il martinetto imprime al cavo

α =angolo cumulativo (radianti) presente tra l'asse x e la tangente del punto in esame nella direzione trasversale

μ = coefficiente di attrito dell'armatura nella guaina

Il coefficiente K tiene conto delle deviazioni angolari casuali ed è stato opportunamente tarato in base alla geometria dei cavi utilizzati. La correzione di questo fattore, di dimensioni $[rad/m]$, viene ottenuta andando a dividere la somma degli angoli nella direzione trasversale con la lunghezza del cavo stesso:

$$0.01 + \frac{\sum \alpha}{L_{cavo}}$$

Il valore 0.01 rappresenta il valore generale che tiene conto delle deviazioni accidentali ed è dato da normativa per le diverse tipologie di cavo.

Tale procedimento è quindi stato fatto per tutti i cavi di precompressione che, avendo lunghezza e forma (quindi angolazione) diversa, presentano valori di k e di tensione all'atto del tiro differenti. I valori ottenuti sono stati riportati nell'ALLEGATO 2.

4.2. Vincoli

Durante l'analisi a fasi dell'impalcato sono stati considerati degli incastri in corrispondenza delle spalle e dei pilastri fino alla fine della realizzazione di tutta la struttura, questo per simulare la reale messa in opera avvenuta. A costruzione finita tali incastri sono stati sostituiti con i seguenti vincoli:

- In corrispondenza dell'appoggio sulla spalla lato Torino (spalla fissa), i gradi di libertà bloccati sono:
u1 = traslazione lungo l'asse locale 1 (asse di colore rosso)
u2 = traslazione lungo l'asse locale 2 (asse di colore bianco)
u3 = traslazione lungo l'asse locale 3 (asse di colore blu)
r1 = rotazione intorno all'asse locale 1 (asse di colore rosso)
r3 = rotazione intorno all'asse locale 3 (asse di colore blu)
- In corrispondenza dell'appoggio sulle pile e della spalla lato Bardonecchia (spalla mobile) i gradi di libertà bloccati sono:
u2 = traslazione lungo l'asse locale 2 (asse di colore bianco)
u3 = traslazione lungo l'asse locale 3 (asse di colore blu)
r1 = rotazione intorno all'asse locale 1 (asse di colore rosso)



Fig.4.2-1 Orientamento degli assi locali degli appoggi su pile e spalle

4.3. Fasi costruttive

Per essere fedeli alla realtà è stata condotta un'analisi a fasi andando ad attivare l'elemento concio o cavo, quindi il loro carico e forza rispettivamente, con le stesse tempistiche avvenute nella reale messa in opera dedotta dal Progetto Esecutivo a disposizione. Tale analisi è stata fatta tenendo conto delle perdite dovute alla viscosità, al ritiro del calcestruzzo e al rilassamento dell'acciaio descritte nel paragrafo che segue. Essendo il cavo modellato come elemento, verrà automaticamente contemplata la perdita di precompressione dovuta all'accorciamento elastico con effetto mutuo tra i cavi (*CSI*).

Per valutare gli effetti nel tempo sono stati considerati step successivi fino al raggiungimento di un'età totale di 50 anni e 100 anni.

Si riportano di seguito le fasi implementate nel codice:



- STAGE 10: Start Time = 9. Days; Duration = 1. Days; Provide Output;
 - ADD Structure: Group = CAVI 9; Age When Added = 0. Days
 - LOAD Objects: Group = ALL; Load Type = LOAD; Load Name = PREC-9; Scale Factor = 1.
 - ADD Structure: Group = CAVI 10; Age When Added = 0. Days
 - LOAD Objects: Group = ALL; Load Type = LOAD; Load Name = PREC-10; Scale Factor = 1.
 - STAGE 11: Start Time = 10. Days; Duration = 1. Days; Provide Output;
 - ADD Structure: Group = CONCI 6; Age When Added = 30. Days
 - LOAD Objects: Group = CONCI 6; Load Type = LOAD; Load Name = PESO PR; Scale Factor = 1.
 - STAGE 12: Start Time = 11. Days; Duration = 1. Days; Provide Output;
 - ADD Structure: Group = CAVI 11; Age When Added = 0. Days
 - LOAD Objects: Group = ALL; Load Type = LOAD; Load Name = PREC-11; Scale Factor = 1.
 - ADD Structure: Group = CAVI 12; Age When Added = 0. Days
 - LOAD Objects: Group = ALL; Load Type = LOAD; Load Name = PREC-12; Scale Factor = 1.
 - STAGE 13: Start Time = 12. Days; Duration = 1. Days; Provide Output;
 - ADD Structure: Group = CONCI 7; Age When Added = 30. Days
 - LOAD Objects: Group = CONCI 7; Load Type = LOAD; Load Name = PESO PR; Scale Factor = 1.
 - STAGE 14: Start Time = 13. Days; Duration = 1. Days; Provide Output;
 - ADD Structure: Group = CAVI 13; Age When Added = 0. Days
 - LOAD Objects: Group = ALL; Load Type = LOAD; Load Name = PREC-13; Scale Factor = 1.
 - ADD Structure: Group = CAVI 14; Age When Added = 0. Days
 - LOAD Objects: Group = ALL; Load Type = LOAD; Load Name = PREC-14; Scale Factor = 1.
 - STAGE 15: Start Time = 14. Days; Duration = 1. Days; Provide Output;
 - ADD Structure: Group = CONCI 8; Age When Added = 30. Days
 - LOAD Objects: Group = CONCI 8; Load Type = LOAD; Load Name = PESO PR; Scale Factor = 1.
 - STAGE 16: Start Time = 15. Days; Duration = 1. Days; Provide Output;
 - ADD Structure: Group = CAVI 15; Age When Added = 0. Days
 - LOAD Objects: Group = ALL; Load Type = LOAD; Load Name = PREC-15; Scale Factor = 1.
- STAGE 16: Start Time = 15. Days; Duration = 1. Days; Provide Output;
 - ADD Structure: Group = CAVI 15; Age When Added = 0. Days
 - LOAD Objects: Group = ALL; Load Type = LOAD; Load Name = PREC-15; Scale Factor = 1.
 - STAGE 17: Start Time = 16. Days; Duration = 1. Days; Provide Output;
 - ADD Structure: Group = CONCI 9; Age When Added = 30. Days
 - LOAD Objects: Group = CONCI 9; Load Type = LOAD; Load Name = PESO PR; Scale Factor = 1.
 - STAGE 18: Start Time = 17. Days; Duration = 1. Days; Provide Output;
 - ADD Structure: Group = CAVI 16; Age When Added = 0. Days
 - LOAD Objects: Group = ALL; Load Type = LOAD; Load Name = PREC-16; Scale Factor = 1.
 - STAGE 19: Start Time = 18. Days; Duration = 1. Days; Provide Output;
 - ADD Structure: Group = CONCI 10; Age When Added = 30. Days
 - LOAD Objects: Group = CONCI 10; Load Type = LOAD; Load Name = PESO PR; Scale Factor = 1.
 - STAGE 20: Start Time = 19. Days; Duration = 2. Days; Provide Output;
 - ADD Structure: Group = TEST.DX; Age When Added = 30. Days
 - LOAD Objects: Group = TEST.DX; Load Type = LOAD; Load Name = PESO PR; Scale Factor = 1.
 - ADD Structure: Group = TEST.SX; Age When Added = 30. Days
 - LOAD Objects: Group = TEST.SX; Load Type = LOAD; Load Name = PESO PR; Scale Factor = 1.
 - STAGE 21: Start Time = 21. Days; Duration = 1. Days; Provide Output;
 - ADD Structure: Group = CAVI 17; Age When Added = 0. Days
 - LOAD Objects: Group = ALL; Load Type = LOAD; Load Name = PREC-17; Scale Factor = 1.
 - STAGE 22: Start Time = 22. Days; Duration = 1. Days; Provide Output;
 - ADD Structure: Group = CONC.SUT; Age When Added = 30. Days
 - LOAD Objects: Group = CONC.SUT; Load Type = LOAD; Load Name = PESO PR; Scale Factor = 1.
 - STAGE 23: Start Time = 23. Days; Duration = 5. Days; Provide Output;
 - REMOVE Structure: Group = APPOG.PROV

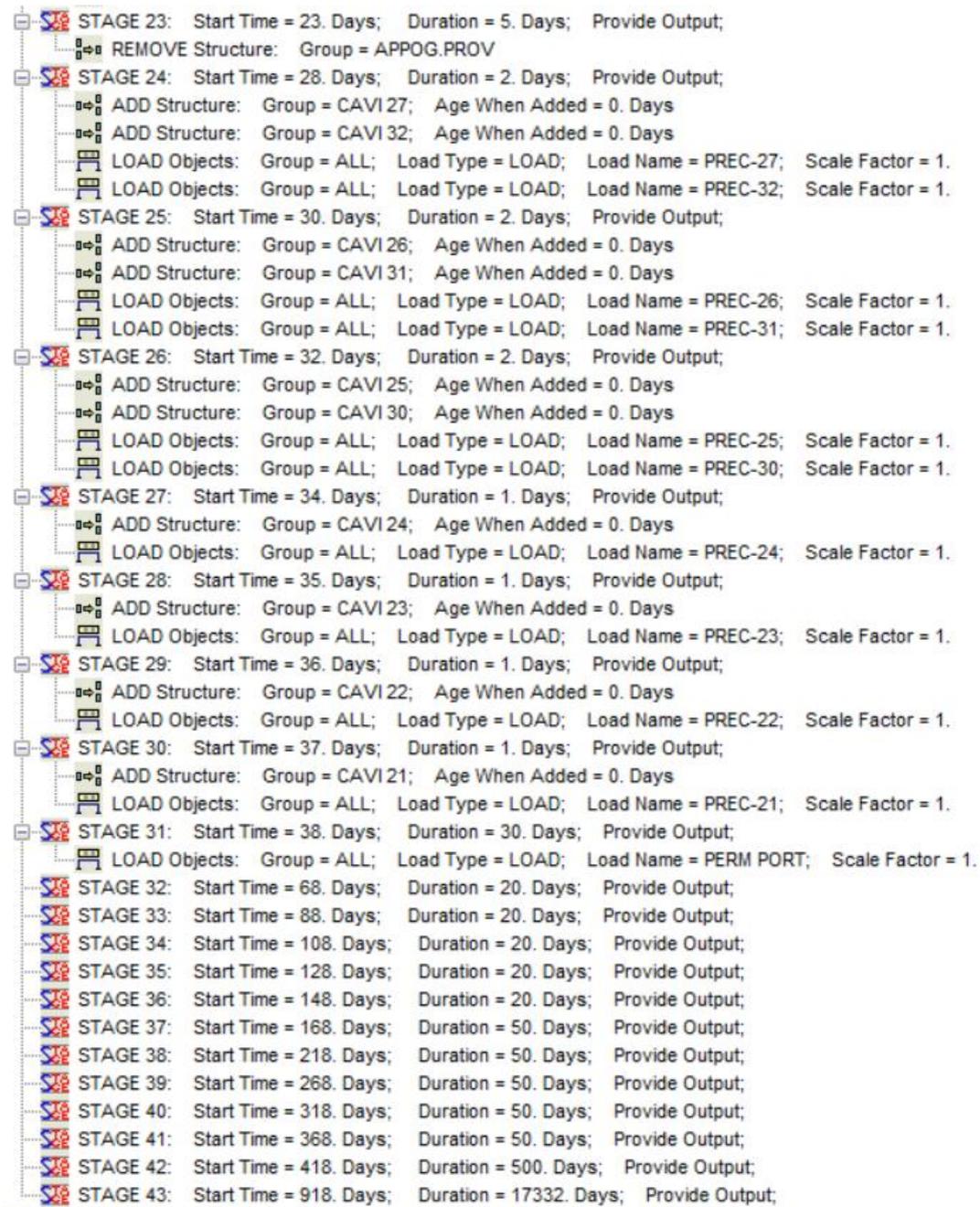


Fig 4.3-1 Fasi costruttive implementate nell'analisi a fasi del SAP2000

4.4. Azioni considerate

Vengono di seguito descritte le azioni calcolate e inserite nel modello del ponte analizzato.

4.4.1. Peso proprio elementi strutturali

Il peso proprio degli elementi strutturali che compongono l'impalcato è stato valutato assumendo per il calcestruzzo un peso specifico $\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$. Moltiplicando quindi l'area della sezione analizzata per tale coefficiente si ottiene il suo peso espresso in KN/m .

Sul modello è stato chiamato "PESO PR" e attribuito ai diversi frame con le seguenti entità:

	Area [m ²]	G1[KN/m]
DIAFRAMMA	12.84	321
CONCIO 1	7.877	196.925
CONCIO TIPO	6.2945	157.3625

Tabella 4.4-1 Peso di ogni sezione

4.4.2. Carichi permanenti portati

Sono stati considerati i seguenti elementi:

- Pavimentazione stradale: è stato considerato un carico uniformemente distribuito pari a 21 kN/m ;
- Cordoli: è stato considerato un carico pari a $2 \cdot 0.6 \cdot 0.425 \cdot 25 = 12.8 \text{ kN/m}$;
- Barriere di sicurezza: è stato considerato un carico pari a $2 \cdot 1.5 = 3 \text{ kN/m}$ per le due barriere;

Si è quindi considerato un totale di $36,8 \text{ KN/m}$

Sul modello tale peso è stato nominato "PERM PORT" e attribuito ai frame del software che compongono l'impalcato.

4.4.3. Precompressione longitudinale e trasversale dell'impalcato

Con riferimento alla normativa, la massima tensione nei cavi all'atto del tiro è:

$$\sigma_{spi} = 0.85 \cdot f_{plk} = 0.85 \cdot 1600 = 1360 \text{ MPa}$$

Ne deriva uno sforzo massimo per ogni cavo pari a:

$$\sigma_{max} = \sigma_{spi} \cdot A_{trefolo} = 1360 \cdot 16.8 = 22848 \text{ KN}$$

Tuttavia, come dichiarato nel progetto esecutivo, si è assunto un tiro iniziale pari 1428 MPa per ogni cavo. Questa tensione di tesatura è dettata da una sovratensione del 5% che viene immediatamente scontato al momento del bloccaggio dei cunei per effetto combinato di: rientro ancoraggi, scorrimento dei trefoli nei cunei e perdita per attrito nell'ambito della zona a forte curvatura presente nei ringrossi di ancoraggio.

Come descritto nel capitolo cap. 4.1, ad ogni cavo sono state applicate delle tensioni diverse a dipendenze della loro forma e lunghezza che determinano una variazione dei coefficienti necessari al calcolo delle perdite.

I valori ottenuti sono riportati nell'ALLEGATO 2.

4.4.4. Ritiro

Il ritiro è la variazione di volume che il calcestruzzo subisce durante la fase di indurimento e presa del calcestruzzo al diminuire dell'acqua nell'impasto cementizio. È un fenomeno che non dipende dal carico applicato a differenza del rilassamento e della deformazione viscosa.

Tale fenomeno è stato preso in considerazione dal codice di calcolo durante l'analisi a fasi andando ad inserire i valori dei coefficienti che lo governano. Viene inoltre richiesta la normativa di riferimento da utilizzare che, nel nostro caso, risulta la *CEB-FIP Model Code 90*. L'equazione che tiene conto del ritiro è data dalla:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cs0} \cdot \beta_s(t - t_s)$$

Dove:

ε_{cs0} : è il coefficiente nominale di ritiro

$\beta_s(t - t_s)$: è il coefficiente che descrive il ritiro nel tempo

t : è l'età del calcestruzzo in giorni

t_s : è l'età del calcestruzzo all'inizio del fenomeno

il coefficiente ε_{cs0} può essere ottenuto dalla seguente espressione

$$\varepsilon_{cs0} = \varepsilon_s (f_{cm}) \beta_{RH}$$

Con:

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = \left[160 + 10 \beta_{sc} \left(9 - \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right] \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{RH} = -1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right]$$

Dove:

β_{sc} è il coefficiente che dipende dalla tipologia di cemento utilizzato (tabella 4.4-1)

RH è l'umidità relativa espressa in %

$RH_0 = 100\%$

Rapid hardening high strength cement	Normal and rapid hardening cement	Slowly hardening cement
$\beta_{sc} = 8$	$\beta_{sc} = 5$	$\beta_{sc} = 4$

Tabella 4.4-2 Valori dei coefficienti β_{sc}

L'incremento di ritiro con il tempo è dato dall'espressione:

$$\beta_s(t - t_s) = \left[\frac{t - t_s}{350 \left(\frac{h}{h_0} \right)^2 + t - t_s} \right]^{0.5}$$

Dove:

h : è lo spessore fittizio che viene definito come il rapporto $\frac{2A_c}{u}$

A_c : è l'area della sezione di calcestruzzo

u : perimetro a contatto con l'atmosfera

$h_0 = 100 \text{ mm}$

Andando quindi a considerare il materiale dipendente dal tempo ed avendo inserito gli opportuni dati di input per il calcolo delle espressioni sopra riportate, il codice automaticamente

tiene conto step-by-step, nella nostra analisi a fasi, del contributo dovuto all'invecchiamento e quindi alla maturazione del calcestruzzo.

The image shows a software interface for defining material properties. The 'Material Name' is 'MAT.tipo', 'Material Type' is 'Concrete', and 'Symmetry Type' is 'Isotropic'. Under 'Time Dependent Type', 'CEB-FIP 90' is selected. The 'Units' are set to 'KN, m, C'. In the 'Time Dependence Considered For' section, 'Creep' and 'Shrinkage' are checked. The 'Creep Analysis Type' is 'Full Integration'. The 'CEB-FIP Parameters' section includes: 'Cement Type Coefficient' (empty), 'Relative Humidity %' (75), 'Notional Size, h' (0.4143), 'Shrinkage Coefficient, Bsc' (5), and 'Shrinkage Start Age (days)' (30).

Fig 4.4-1 Parametri del ritiro inseriti su SAP2000

4.4.5. Creep

Se sottoponessimo un provino in calcestruzzo ad uno stato tensionale costante possiamo notare una risposta immediata e una che si riscontra con il passare del tempo. Se misurassimo la sua deformazione allo stato di messa in carico t_0 noteremmo che tale valore differisce dalla deformazione che misureremmo ad un tempo diverso da quello iniziale. Questo fenomeno è governato dalla viscosità (creep) che a differenza del ritiro è dipendente dallo stato tensionale agente.

Si può notare che tale fenomeno si sviluppa rapidamente dopo l'applicazione del carico ma che, con il passare del tempo, tende a diminuire per poi stabilizzarsi. Questo comportamento è dettato dalla proprietà stessa del calcestruzzo che, essendo un materiale invecchiante, migliora le sue caratteristiche nel tempo. Quanto detto lo riscontriamo nelle curve valutate con *il CEB-FIB Model Code 90*, mentre, dei cambiamenti sono stati adottati nella versione aggiornata 2010 (non utilizzata) che portano ad un andamento non più propriamente asintotico delle curve.

Così come il ritiro, anche il creep è stato calcolato automaticamente dal codice per ogni step presente nell'analisi a fasi realizzata nel codice.

Se le tensioni del calcestruzzo in compressione non superano $0,4 f_{cm}(t_0)$ il fenomeno viscoso si può assumere linearmente dipendente dallo stato tensionale agente.

Per una tensione costante applicata a t_0 possiamo scrivere:

$$\varepsilon_{c\sigma}(t, t_0) = \sigma_c(t_0) \left[\frac{1}{E_{ci}(t_0)} + \frac{\rho(t, t_0)}{E_{ci}} \right]$$

Dove:

$\sigma_c(t_0)$ è la tensione costante applicata a tempo t_0

$E_{ci}(t_0)$ è il modulo di elasticità a tempo t_0

E_{ci} è il modulo di elasticità a 28 giorni

$\rho(t, t_0)$ è il coefficiente di creep al tempo t dovuto a una tensione costante agente a tempo t_0

Il coefficiente di creep può essere calcolato come:

$$\rho(t, t_0) = \rho_0 \beta_s (t - t_0)$$

Dove:

- ρ_0 : coefficiente nominale di creep calcolato come:

$$\rho_0 = \left[1 + \frac{\frac{RH}{RH_0}}{0.46 \left(\frac{h}{h_0}\right)^{1/3}} \right] \frac{5.3}{\left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)^{0.5}} \frac{1}{0.1 + (t_0)^{0.2}}$$

- $\beta_s (t - t_0)$ descrive l'incremento di creep nel tempo ed è dato da:

$$\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0.3}$$

Con:

$$\beta_H = 150 \left[1 + \left(1.2 \frac{RH}{RH_0} \right)^{18} \right] \frac{h}{h_0} + 250 < 1500$$

L'età di carico t_0 potrebbe dover essere adattata a seconda del tipo di cemento, come indicato dall'espressione:

$$t_{0,adjust} = t_0 \left[1 + \frac{9}{2 + (t_0)^{1.2}} \right]^\alpha > 0.5 \text{ giorni}$$

Dove i valori di α sono dati da tabella.

Rapid hardening high strength cement	Normal and rapid hardening cement	Slowly hardening cement
$\alpha = 1$	$\alpha = 0$	$\alpha = -1$

Tabella 4.4-3 Valori del coefficiente α

4.4.6. Rilassamento acciaio

Andando a considerare acciai di classe 2, quindi trefoli stabilizzati si ha:

$$\rho_t = \rho_{1000} \cdot \left(\frac{t}{1000} \right)^k$$

Dove:

ρ_t : è il rilassamento dopo t ore

$K = \log \left(\frac{\rho_{1000}}{\rho_{100}} \right) = 0.19$ (per classe di acciaio 2)

ρ_{1000} : è la perdita per rilassamento (in percentuale) a 1000 ore dopo la messa in tensione, valutata su un campione a 20°C tesato ad una tensione pari a $0.7f_p$

ρ_{100} : è la perdita per rilassamento (in percentuale) a 100 ore dopo la messa in tensione

Nel nostro caso dovendo valutare tare rilassamento per ogni step delle fasi costruttive è stato modificato il materiale (l'acciaio del trefolo) sul codice definendolo "dipendente dal tempo". È stato quindi chiesto al software di tenere conto del rilassamento dell'acciaio definendo la normativa di riferimento (*CEB FIP model code 1990*) e la classe di acciaio utilizzato (classe II per acciai stabilizzati).

4.4.7. Variazione termica

Sono state considerate due variazioni termiche applicate direttamente sui "frame" che compongono il modello tramite il comando implementato nel codice.

Le azioni termiche agenti sono:

- Una distribuzione uniforme della temperatura negli elementi strutturali, assunta pari a $\Delta T = \pm 20^\circ\text{C}$. Sul codice sono stati nominati "*TEMP(20)*" e "*TEMP(-20)*"
- Una variazione termica lineare tra estradosso ed intradosso impalcato pari a 5°C . Sul codice sono stati nominati "*VAR TERMICA*" e "*VAR TERMICA NEG*".

4.4.8. Azione del vento

Il viadotto si trova in Piemonte quindi in zona 1, ad un'altitudine di circa 340 m sopra il livello del mare.

La velocità di riferimento V_b del vento risulta pari a:

$$V_b = 25 \text{ m/s}$$

Il vento produce un'azione convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico diretto nelle due direzioni e caratterizzato in generale da una pressione normale e da un'azione tangenziale.

La pressione normale è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_p \cdot c_e \cdot c_d$$

L'azione tangenziale è data invece dall'espressione:

$$p_f = q_b \cdot c_f \cdot c_e$$

dove:

- $q_b = \frac{1}{2} \rho \cdot v_b^2 = 422 \text{ N/m}^2$ pressione cinetica di riferimento

- $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$ densità dell'aria

- $c_p = 1$ coefficiente di forma

- $c_d = 1$ coefficiente dinamico

- $c_f = 0.01$ coefficiente d'attrito

Il coefficiente di esposizione c_e , in funzione dell'altezza z sul suolo del punto considerato, assume le seguenti espressioni:

$$c_e(z) = K_{r2} \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \text{ per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \text{ per } z < z_{min}$$

dove, essendo la categoria di esposizione del sito del viadotto pari a II:

$$K_r = 0.19$$

$$z_0 = 0.05 \text{ m}$$

$$z_{min} = 4 \text{ m}$$

mentre si è assunto:

$$c_t = 1 \quad \text{coefficiente di topografia}$$

La pressione del vento, per altezza del viadotto pari a 15 m in corrispondenza delle pile più alte, risulta: $p = 1.10 \text{ kN/m}^2$

Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. In relazione all'impalcato, nel caso di ponte carico, la superficie dei carichi transitanti viene assimilata ad una parete rettangolare continua di 3 m di altezza dalla pavimentazione stradale.

A favore di sicurezza si considera il valore di pressione del vento sopra indicato anche per le pile più basse e per le zone di impalcato relative alle stesse.

Avendo schematizzato l'impalcato come dei frame posti all'altezza del baricentro dell'impalcato, l'azione del vento agirà trasversalmente ad esso e avrà anche una componente torcente il cui braccio è dato dalla distanza fra il baricentro risultante della forza vento calcolata e la posizione del baricentro del nostro modello. Avendo quest'ultimo posizioni diverse a dipendenza della sezione in esame, si sono ottenute coppie differenti che sono state applicate sulle sezioni "frame" rispettive insieme alla forza trasversale agente. L'azione nella direzione trasversale è stata moltiplicata per 1.2, somma dell'azione di compressione e decompressione, quindi $(0.8+0.4)$ seguendo lo schema sotto riportato, e si è tenuto conto della componente verticale ottenuta moltiplicando l'azione con il valore 0.4.

	L SEGM [m]	H [m]	Hg [m]	braccio di M [m]	VENTO TRASVERSALE		AZIONI MOLTIPLICATE PER I COEFF.	
					VENTO [KNm]	M_vento [KNm^2]	VENTO [KNm]	M_vento [KNm^2]
DIAFRAMMA	0.7	3.000	1.5632	1.44	6.1	8.8	7.4	10.6
DIAFRAMMA	0.95	3.000	1.5632	1.44	6.1	8.8	7.4	10.6
CONCIO 1	1.4	3.000	1.5366	1.46	6.1	9.0	7.4	10.8
TIPO	3.05	3.000	1.8046	1.20	6.1	7.3	7.4	8.8

Tabella 4.4-4 valori delle azioni dovute al vento agenti

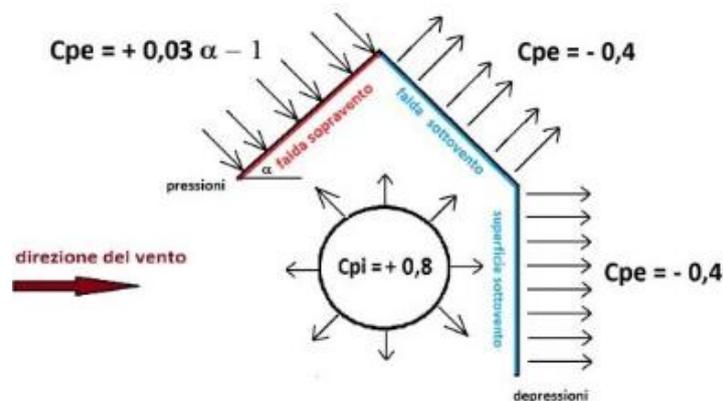


Fig 4.4-2 Schema di azione del vento

4.4.9. Azioni variabili da traffico

La carreggiata risulta pari a 8.40 m, sono state considerate quindi 2 corsie convenzionali larghe 3 m ed una rimanente larga 2.40 m.

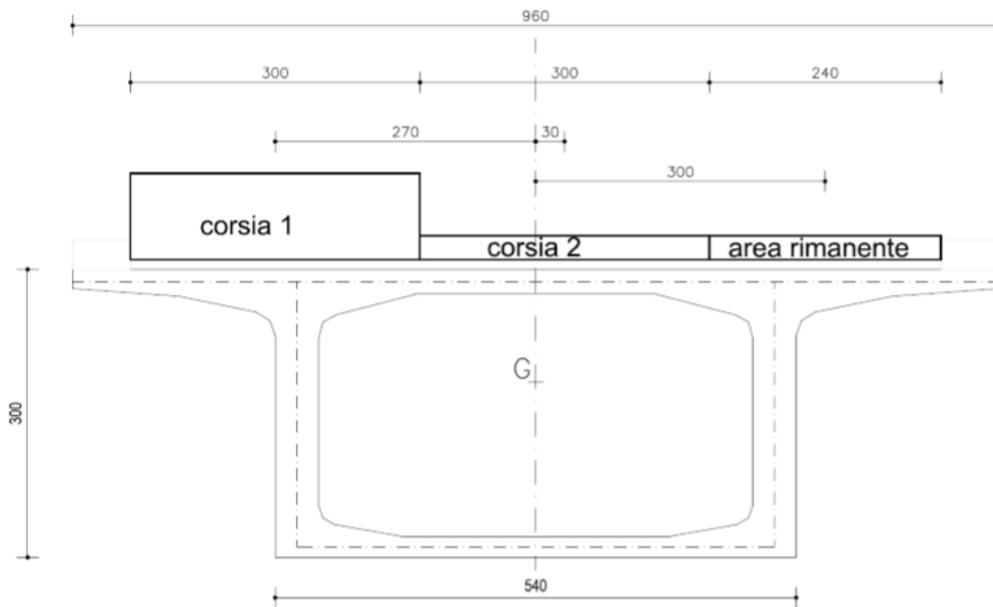


Fig 4.4-3 Schema di carichi viaggianti

Per le verifiche si è fatto riferimento allo schema di carico sotto riportato, considerando carichi concentrati definiti da assi tandem e carichi uniformemente distribuiti sulla carreggiata.

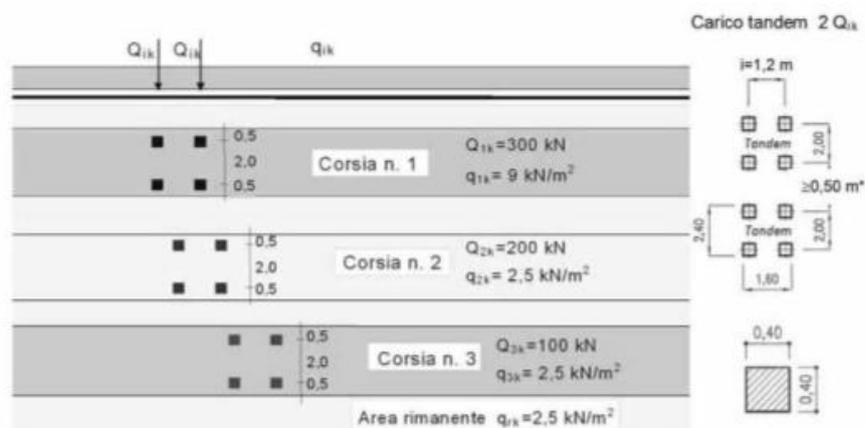


Fig 4.4-4 Schema di carichi viaggianti

Sul software sono stati creati dei veicoli che simulano il carico viaggiante secondo lo schema sopra riportato:

- Veicolo con asse (distanza tra le due ruote) di 1.2 m e carico $Q=300 \text{ KN}$ al quale è stato sommato un carico uniformemente distribuito di $Q=9 \times 3=27 \text{ KN/m}$. Questo veicolo simula l'azione agente nella corsia 1 dello schema di Fig 4.4-4.
- Veicolo con asse (distanza tra le due ruote) di 1.2 m e carico $Q=200 \text{ KN}$ al quale è stato aggiunto un carico uniformemente distribuito di $Q=2.5 \times 3=27 \text{ KN/m}$. Questo veicolo simula l'azione agente nella corsia 2 dello schema di Fig 4.4-4.
- Veicolo che riproduce un carico uniformemente distribuito di $Q=2.5 \times 2.4=6 \text{ KN/m}$. Questo veicolo simula l'azione agente nell'area rimanente dello schema di Fig 4.4-4.

Successivamente sono state create le carreggiate sulle quali tali carichi devono viaggiare andando a definirne la posizione rispetto al baricentro. Si fa notare che è stata considerata anche la distribuzione simmetrica del caso di carico precedentemente descritto.

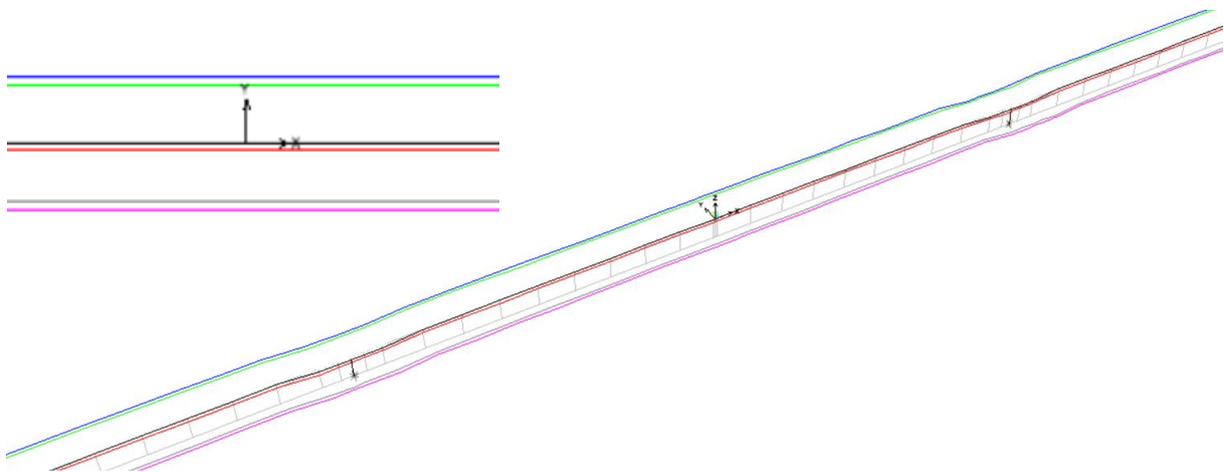


Fig 4.4-5 Schema delle carreggiate su SAP2000

Per la combinazione a SLU l'Eurocodice richiede l'utilizzo di gruppi di carico così definiti:

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile				Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili	
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	

Tabella 4.4-5 Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Per fare questo quindi sono stati creati altri tre veicoli della stessa natura dei precedenti ma con le azioni moltiplicate per il valore frequente definito da tabella:

- 0.75 carichi tandem
- 0.4 carichi distribuiti

In questo modo è stato possibile definire quello che sarà il “GRUPPO 2”, ottenuto andando a sommare all'azione di questi veicoli l'azione frenante che viene descritta nel paragrafo che segue.

L'azione dei primi veicoli invece costituirà il “GRUPPO 1”.

4.4.10. Frenatura o accelerazione longitudinale

La forza di frenamento o di accelerazione Q è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1K}) + 0,10 q_{1K} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Dove:

$Q_{1K} = 300 \text{ kN}$ carico concentrato corsia n.1

$q_{1K} = 9 \text{ kN/m}^2$ carico distribuito corsia n.1

$w_1 = 3 \text{ m}$ larghezza corsia n.1

L la lunghezza della zona caricata.

Risulta quindi:

$$q_3 = 0.6 (2 \cdot 300) + 0.10 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 120 = 684 \text{ kN}$$

Tale forza si considera applicata a livello della pavimentazione stradale ed agente lungo l'asse della corsia, uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione. Il carico è stato nominato "FRENATURA".

Dovendo quindi applicare tale forza sull'impalcato schematizzato come frame posti a livello baricentrico (vedi cap 4.1), dobbiamo tenere conto anche delle coppie che essa genera date dal prodotto di tale forza per la distanza tra baricentro e intradosso della pavimentazione. Avremo quindi per ogni frame di lunghezza e baricentro diverso un valore:

	Z_b	H [m]	braccio [m]	C breaking [kN*m]	L SEGM [m]
DIAFRAMMA	1.8046	3	1.195	6.81	0.7
DIAFRAMMA	1.8046	3	1.195	6.81	0.95
CONCIO 1	1.5366	3	1.463	8.34	1.4
TIPO	1.5632	3	1.437	8.19	3.05

Tabella 4.4-6 Forza e coppia di frenatura agenti sull'impalcato

4.4.11. Cedimenti vincolari

È stata considerata l'ipotesi che uno o più vincoli presentino cedimenti differenziali rispetto ai vincoli adiacenti. I valori di ciascun cedimento sono stati assunti uguali tra loro e pari a 1.0 cm. Tali azioni sono indicate nel codice come "CED P1 e CED P2".

5. Verifiche dell'impalcato

5.1. Definizione delle combinazioni a SLU e SLE

Sono state considerate le seguenti combinazioni di carico per le verifiche a SLU e SLE:

- Combinazione fondamentale, SLU

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{K1}$$

- Combinazione caratteristica (rara), SLE

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \sum_{i=2}^n \psi_{0i} \cdot Q_{K1}$$

- Combinazione Frequente, SLE

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n \psi_{1i} \cdot Q_{K1}$$

- Combinazione Quasi Permanente, SLE

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} \cdot Q_{K1}$$

Dove:

F_d : azione risultante di verifica

G_1 : azioni permanenti, peso proprio di tutti gli elementi strutturali

G_2 : azioni permanenti, peso proprio di tutti gli elementi non strutturali

P : precompressione

Q : azioni variabili

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico a SLU sono riportati nella tabella seguente:

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\varepsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\varepsilon 2}, \gamma_{\varepsilon 3}, \gamma_{\varepsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Tabella 5.1-1 Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni SLU

I valori dei coefficienti ψ di combinazione per le combinazioni di carico a SLU e a SLE sono riportati nella tabella seguente:

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Tabella 5.1-2 Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

5.2. Combinazioni delle azioni analizzate a SLU

Una volta completato il modello con tutte le azioni inserite è stata lanciata l'analisi e sono state esportate le sollecitazioni agenti. Nel caso dei gruppi di carico e azioni combinate (es. temperatura) invece, sono state esportate le sollecitazioni massimizzanti con le relative sollecitazioni associate (es. si è ottenuto il valore massimo del momento M3 con i relativi valori di M2, N, V2, V3, T. Si è ottenuto il valore min di V2 con i relativi valori di M2, N, M3, V3, T ecc).

Le azioni considerate, descritte nel cap 4.4, sono state trattate nella seguente maniera:

- Per quanto riguarda le azioni termiche, sono state create quattro possibili combinazioni delle quattro azioni agenti:

$$TEMP (20) + VAR TERMICA = COMBO T.a$$

$$TEMP (-20) + VAR TERMICA = COMBO T.b$$

$$TEMP (20) + VAR TERMICA NEG = COMBO T.c$$

$$TEMP (-20) + VAR TERMICA NEG = COMBO T.d$$

Dall'involuppo di queste, nominato "TEMP", sono state ottenute le azioni massimizzanti come sopra descritto.

- Le sollecitazioni dovute al "GRUPPO 1" e "GRUPPO 2", che riguardano i carichi viaggianti, costituiscono nel nostro caso l'azione predominante allo stato limite ultimo.
- Avendo il vento proveniente dalle due direzioni, "VENTO DX" e "VENTO SX", si è creato un loro involuppo "VENTO". Vengono quindi esportate le azioni massimizzanti come sopra descritto.
- I cedimenti che interessano le pile sono due, "CED P1, CED P2", e possono avvenire o singolarmente o insieme. Si è creato un involuppo "CED" tra le due e sono state esportate le azioni massimizzanti come sopra descritto.

- Le azioni dovute al peso proprio, permanente portato e precompressione sono presenti nell'analisi a fasi realizzata sul SAP2000 e vengono quindi prese in conto insieme. Dovendo fare un'analisi a SLU bisognerebbe moltiplicare tali azioni per il rispettivo coefficiente moltiplicativo ma, avendo un'analisi a fasi, questo è stato possibile adottando la seguente strategia;

Si è creata una fase sul codice dove agli elementi dell'impalcato è stato aggiunto:

- un carico per quanto riguarda i permanenti con un coefficiente moltiplicativo di 0.35
- un carico per i permanenti portati con un coefficiente moltiplicativo di 0.35.

In tal modo le sollecitazioni che vengono estratte dal codice risultano già combinate e moltiplicate per il loro coefficiente. Tali sollecitazioni sono state prese in considerazione sia a tempo T_0 , quindi a fine realizzazione dell'opera, sia a 50 anni e nominate rispettivamente “*FASE T_0 (1.35)*” e “*FASE T_{50} (1.35)*”. Sono state estratte anche le sollecitazioni relative all'analisi a fasi nella quale non è stato aggiunto alcun carico. Quest'ultime vengono nominate “*FASE T_0 (1-1)*” e “*FASE T_{50} (1-1)*”.

A questo punto, una volta estratte tutte le sollecitazioni, sono state create le seguenti combinazioni allo SLU:

$$\text{COMBO 1: } FASE_{T_0} (1.35) + GRUPPO1 \cdot 1.35 + VENTO \cdot (1.5 \cdot 0.6) + TEMP \cdot (1.5 \cdot 0.6) + CED \cdot 1.2$$

$$\text{COMBO 2: } FASE_{T_0}(1.35) + GRUPPO1 \cdot 1.35 + TEMP \cdot (1.5 \cdot 0.6) + CED \cdot 1.2$$

$$\text{COMBO 3: } FASE_{T_0}(1.35) + GRUPPO1 \cdot 1.35 + VENTO \cdot (1.5 \cdot 0.6) + CED \cdot 1.2$$

$$\text{COMBO 4: } FASE_{T_0}(1.35) + GRUPPO1 \cdot 1.35 + VENTO \cdot (1.5 \cdot 0.6) + TEMP \cdot (1.5 \cdot 0.6)$$

$$\text{COMBO 5: } FASE_{T_0}(1.35) + GRUPPO1 \cdot 1.35 + VENTO \cdot (1.5 \cdot 0.6)$$

$$\text{COMBO 6: } FASE_{T_0}(1.35) + GRUPPO1 \cdot 1.35 + TEMP \cdot (1.5 \cdot 0.6)$$

COMBO 7: $FASE To(1.35)+GRUPPO 1 \cdot 1.35+CED \cdot 1.2$

COMBO 8: $FASE To(1.35)+GRUPPO1 \cdot 0+TEMP \cdot (1.5)+ VENTO \cdot (1.5 \cdot 0.6)+CED \cdot 1.2$

COMBO 9: $FASE To(1.35)+GRUPPO1 \cdot 0+TEMP \cdot (1.5)+ VENTO \cdot (1.5 \cdot 0.6)$

COMBO 10: $FASE To(1.35)+GRUPPO1 \cdot 0+TEMP \cdot (1.5)+CED \cdot 1.2$

Per l'onere connesso alla stesura di tutte le combinazioni si è adottato la seguente strategia:
Sono state scritte queste 10 combinazioni con le relative sollecitazioni su una pagina excel che poi è stata copiata 7 volte e per ogni copia si è apportata una tra le seguenti modifiche:

1. La fase; quindi dalle sollecitazioni relative alla $FASE To(1.35)$ si è passato a quelle della $FASE T50 (1.35)$ mantenendo invariate le altre sollecitazioni.
2. Il gruppo; sono state trattate le prime 10 combinazioni andando a sostituire le sollecitazioni del $GRUPPO 1$ di carico con il $GRUPPO 2$
3. Il gruppo; sono state trattate le seconde 10 combinazioni, quindi quelle del punto 1. andando però a sostituire il $GRUPPO 1$ di carico con il $GRUPPO 2$
4. La fase; quindi dalle sollecitazioni relative alla $FASE To (1.35)$ si è passato a quelle della $FASE To (1-1)$ mantenendo invariate le altre.
5. La fase; quindi dalle sollecitazioni relative alla $FASE To (1.35)$ si è passato a quelle della $FASE T50 (1-1)$ mantenendo invariate le altre sollecitazioni.
6. Il gruppo; sono state trattate le combinazioni presenti al punto 4. andando a sostituire le sollecitazioni del $GRUPPO 1$ di carico con il $GRUPPO 2$
7. Il gruppo; sono state trattate le combinazioni presenti al punto 5. andando a sostituire le sollecitazioni del $GRUPPO 1$ di carico con il $GRUPPO 2$

Fino ad ora quindi si è considerato il carico viaggiante come il carico predominante ma, anche se non per questa tipologia di ponte, può accadere che altre azioni possano esserlo.

Per completezza quindi sono state trattate le combinazioni precedenti andando a prendere questa volta come carico predominante il *VENTO*, *TEMPERATURA* e *CEDIMENTO*.

In questo modo sono state trattate tutte le possibili combinazioni che vanno a massimizzare le sollecitazioni.

Vengono qui riportati gli involuppi dei massimi e minimi delle combinazioni sopra descritte:

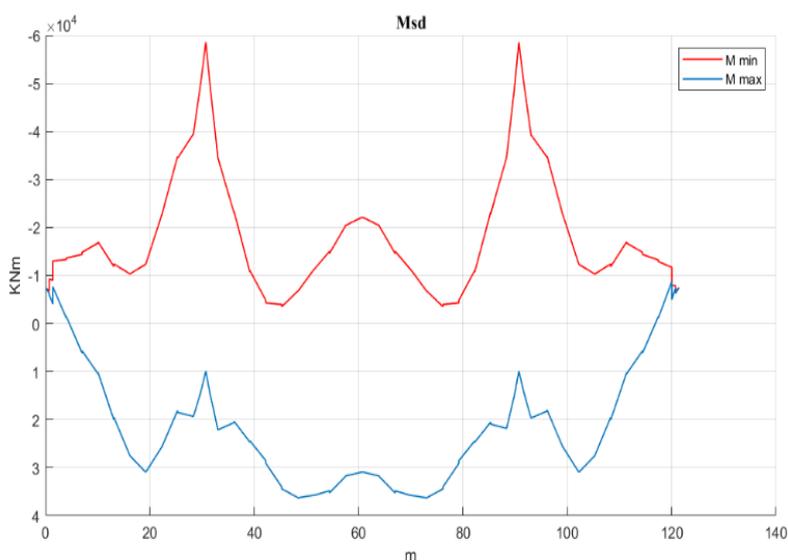


Fig 5.2-1.1 involuppo momento flettente a SLU per T50

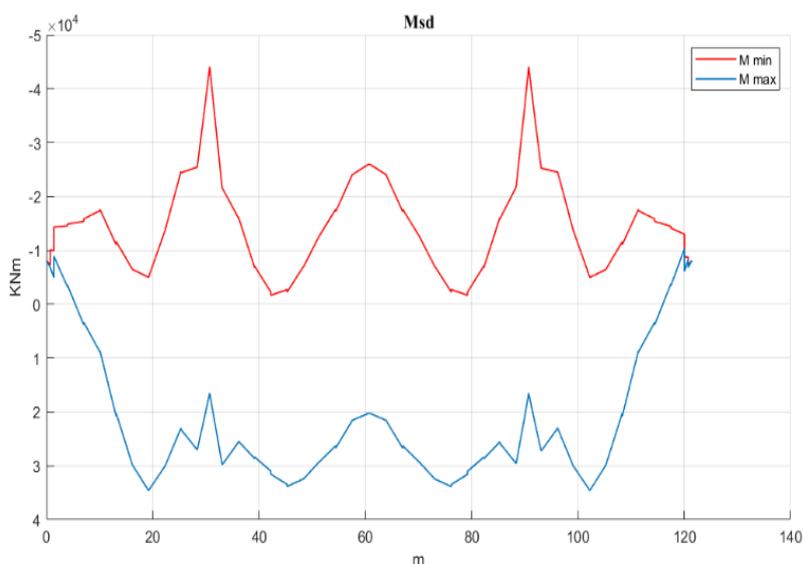


Fig 5.2-1.2 involuppo momento flettente a SLU per To

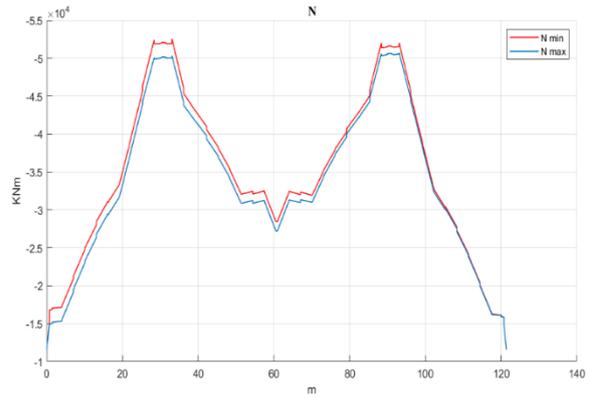
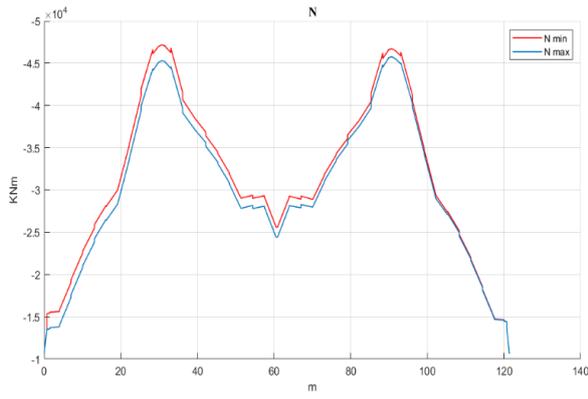


Fig 5.2-2 involucro sforzo normale a SLU per T50(sx)-To(dx)

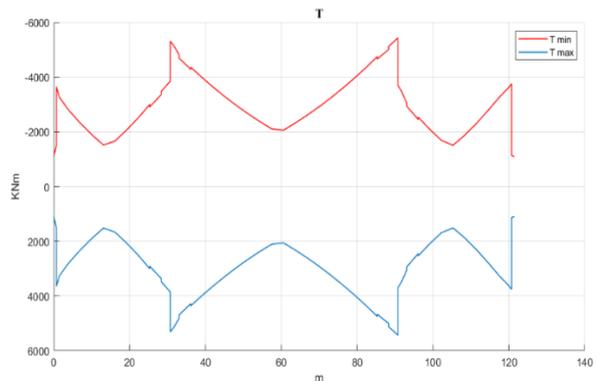
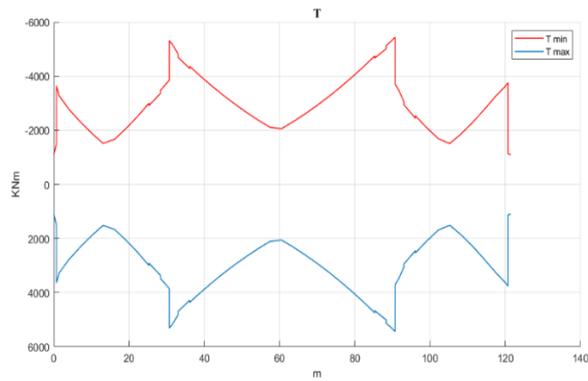


Fig 5.2-3 involucro taglio a SLU per T50(sx)-To(dx)

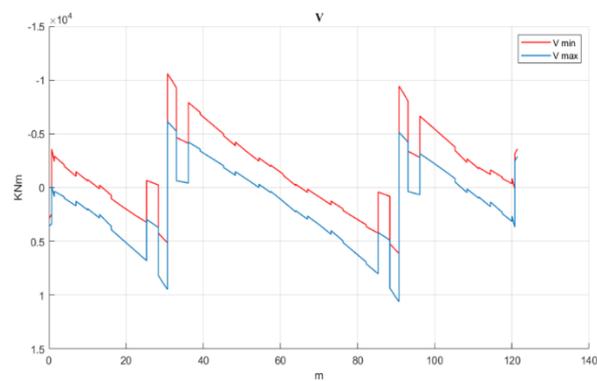
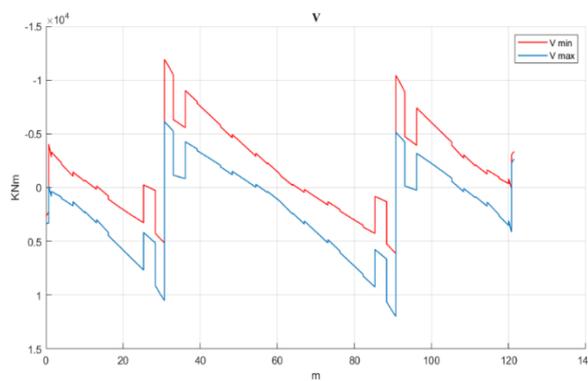


Fig 5.2-4 involucro torsione a SLU per T50(sx)-To(dx)

5.3. Combinazioni delle azioni analizzate – SLE

5.3.1. Combinazione RARA

Sono state qui analizzate le seguenti combinazioni:

COMBO 1: FASE T_0 + GRUPPO1 + VENTO · (0.6) + TEMP · (0.6) + CED

COMBO 2: FASE T 50 + GRUPPO1 + VENTO · (0.6) + TEMP · (0.6) + CED

COMBO 3: FASE T_0 + GRUPPO2 + VENTO · (0.6) + TEMP · (0.6) + CED

COMBO 4: FASE T 50 + GRUPPO 2 + VENTO · (0.6) + TEMP · (0.6) + CED

L'involuppo delle sollecitazioni massime e minime ottenute sono le seguenti:

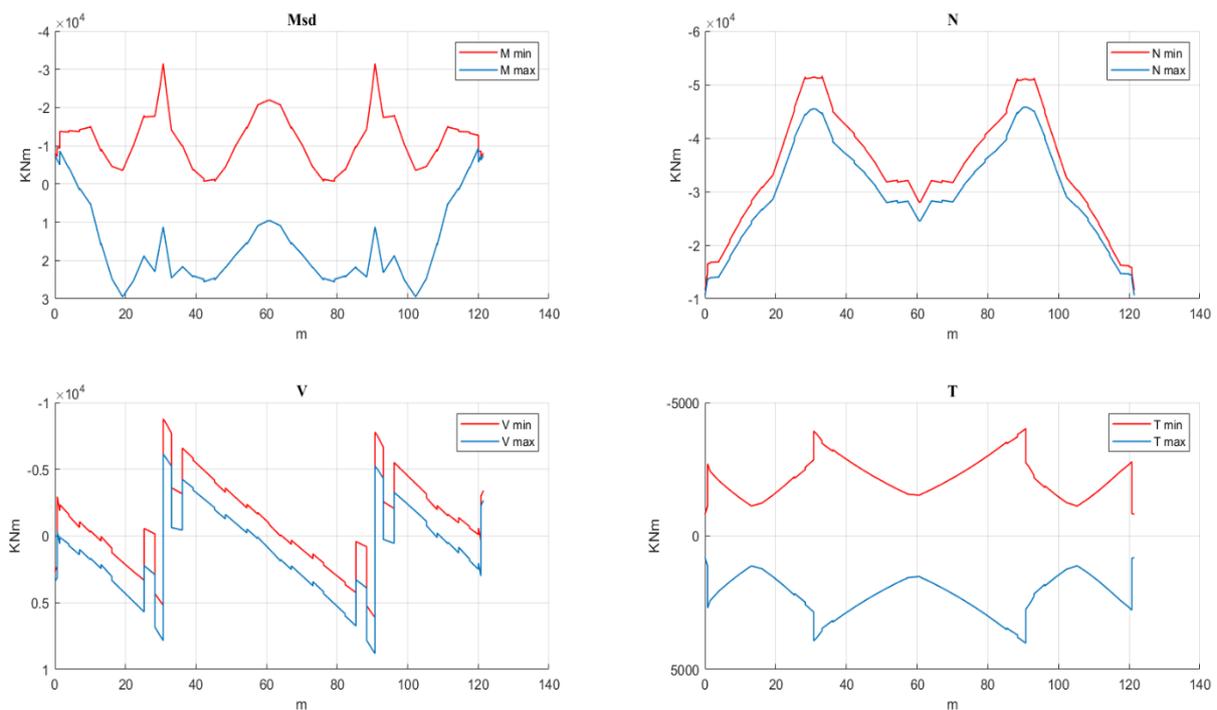


Fig 5.3-1 involuppo a SLE combinazione RARA

5.3.2. Combinazione FREQUENTE

Sono state qui analizzate le seguenti combinazioni:

COMBO 1: $FASE T_0 + GRUPPO 1(\psi_{1i}) + VENTO \cdot (0.2) + TEMP \cdot (0.6) + CED$

COMBO 2: $FASE T_{50} + GRUPPO 1(\psi_{1i}) + VENTO \cdot (0.2) + TEMP \cdot (0.6) + CED$

COMBO 3: $FASE T_0 + GRUPPO 2 + VENTO \cdot (0.6) + TEMP \cdot (0.6) + CED$

COMBO 4: $FASE T_{50} + GRUPPO 2 + VENTO \cdot (0.6) + TEMP \cdot (0.6) + CED$

L'involuppo delle sollecitazioni massime e minime ottenute sono le seguenti:

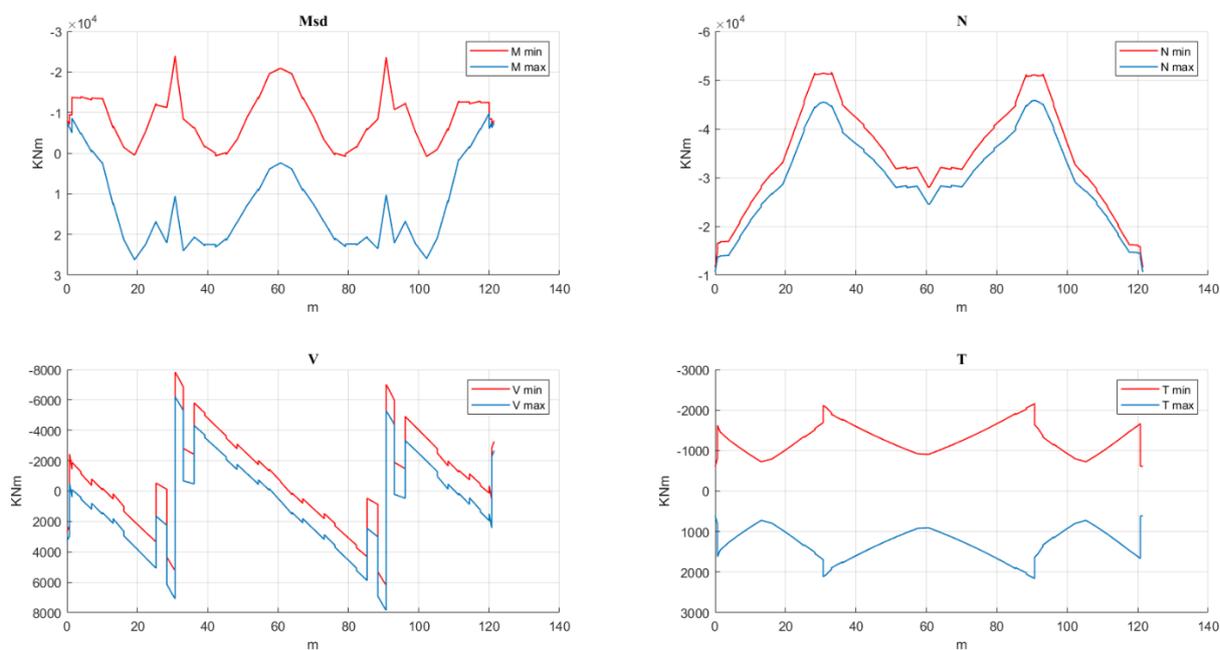


Fig 5.3-2 involucro a SLE combinazione FREQUENTE

5.3.3. Combinazione QUASI PERMANENTE

Sono state qui analizzate le seguenti combinazioni:

COMBO 1: FASE T_0 + TEMP · (0.5)

COMBO 2: FASE T 50+ TEMP · (0.5)

L'involuppo delle sollecitazioni massime e minime ottenute sono le seguenti:

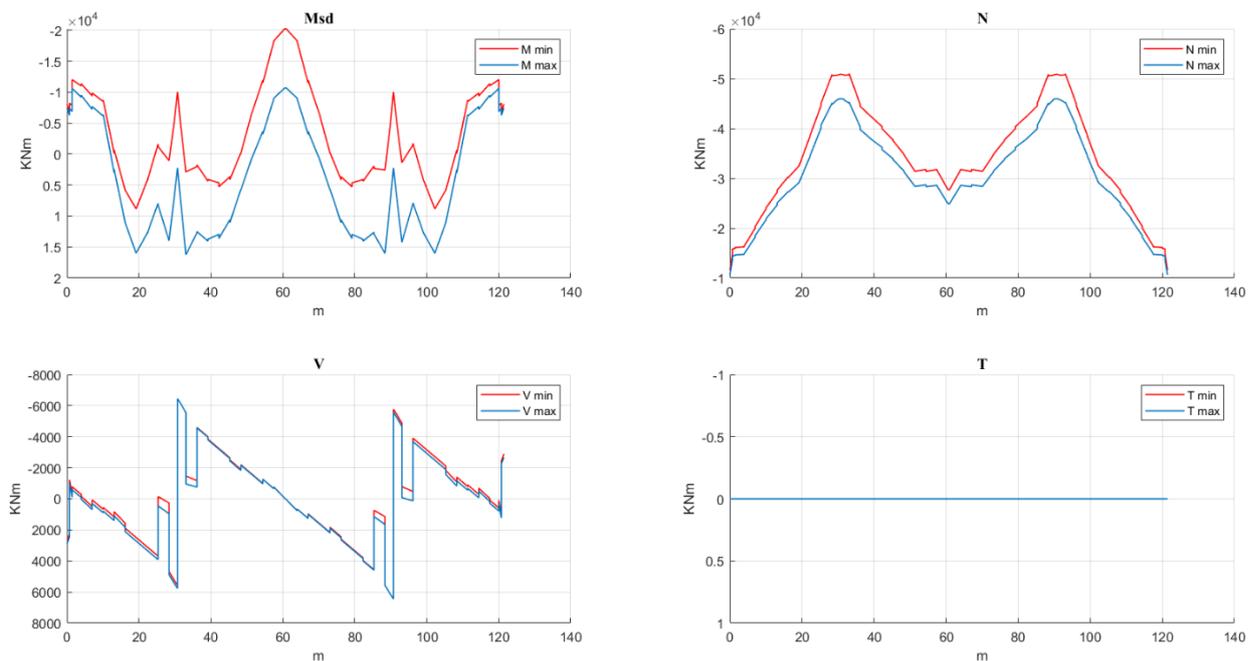


Fig 5.3-1 involuppo a SLE combinazione QUASI PERMANENTE

5.4. Verifica tensionale durante le fasi di realizzazione

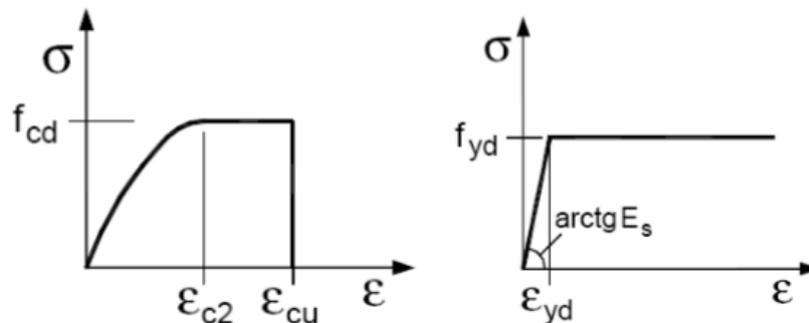
È stato verificato che durante le fasi di realizzazione dell'impalcato non siano avvenute aperture dei giunti. Quindi è stato verificato che le sezioni risultino compresse durante la messa in opera e che le tensioni non superino il valore limite $0.6 \cdot f_{ck} = 0.6 \cdot 0.83 \cdot 45 = 22.4 \text{ MPa}$.

Prendendo quindi in considerazione le sezioni tra i giunti dell'impalcato sono state ricavate le tensioni agenti per ogni step della fase di realizzazione ed è stato verificato lo stato di compressione.

5.5. Verifica a SLU per pressoflessione

Per la verifica si è utilizzato il programma VcaSlu che consente la verifica di sezioni in cemento armato e cemento armato precompresso soggette a presso-flessione retta o deviata allo Stato Limite Ultimo. Con tale software è stato possibile tracciare il Domino M-N, delle sezioni studiate necessario per le verifiche a SLU.

I legami σ - ϵ dei materiali, adottati per le verifiche allo Stato Limite Ultimo, sono quelli indicati dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14-1-2008) e dall'Eurocodice 2 (parabola rettangolo per il calcestruzzo e legame elastico-perfettamente plastico per l'acciaio).



I valori dei parametri f_{cd} , ϵ_{c2} , ϵ_{cu} , f_{yd} , ϵ_{yd} sono inseriti nel form del programma. La deformazione ultima dell'acciaio ϵ_{su} è impostata sul valore convenzionale 10‰ per la verifica secondo il DM 1996 e sul valore: $\epsilon_{ud} = 0.9(A_{gt})_k = 0.9 \cdot 75 = 67.5\%$ (DM 2008 4.1.2.1.2.3).

Le ipotesi alla base della valutazione della resistenza ultima delle sezioni di elementi monodimensionali nei confronti di sforzo normale e flessione sono:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità di deformazione ultima a compressione;
- rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità di deformazione ultima;

Sono stati ricavati i domini di resistenza M-N che vengono realizzati senza inserire armatura. Di fatto l'utilizzo di quest'ultima comporterebbe un aumento dell'area del dominio resistente e quindi risulterebbe un'azione non necessaria se le verifiche risultano soddisfatte già senza tenerne conto. In secondo luogo, sarebbe complicato andare a considerare per ogni sezione del ponte la rispettiva armatura, data dai cavi di precompressione, che cambia repentinamente come numero e andamento nelle due direzioni.

Sono state fatte le verifiche a SLU riportando le sollecitazioni massimizzanti ottenute all'interno del rispettivo dominio di resistenza della sezione in esame. I grafici ottenuti sono stati riportati nell'ALLEGATO 3 dal quale si evince che per tutte le sezioni e per tutte le combinazioni la verifica risulta soddisfatta.

5.6. Verifica a SLE per pressoflessione

Dalle precedenti analisi a “stato limite di esercizio” (RARA, FREQUENTE e QUASI PERMANENTE) sono state ricavate le tensioni agenti nei conci utilizzando l’equazione di Navier:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I_y}y + \frac{M}{I_x}x$$

Sono poi state fatte le verifiche che seguono.

5.6.1. Verifica tensionali combinazione RARA

Il limite tensionale per la compressione nel calcestruzzo è pari a $0.6 \cdot f_{ck} = 0.6 \cdot 0.83 \cdot 45 = 22.4$ MPa (cap 7.2 EC). Le tensioni ottenute dall’involuppo delle combinazioni rare sono riportati nell’ALLEGATO 4.

Si evince che la massima tensione di compressione del calcestruzzo è 12.5 MPA che risulta minore del limite ammesso.

Tutte le sezioni risultano in stato di compressione a meno di una zona in prossimità del giunto posto a 19.2 m dalla spalla lato Torino nel quale si verifica uno stato di trazione.

Questo comportamento può essere dovuto alla disposizione dei cavi di precompressione inferiore che terminano in corrispondenza della sezione soggetta a trazione e dal fatto che vengono tesati solamente dal lato campata.

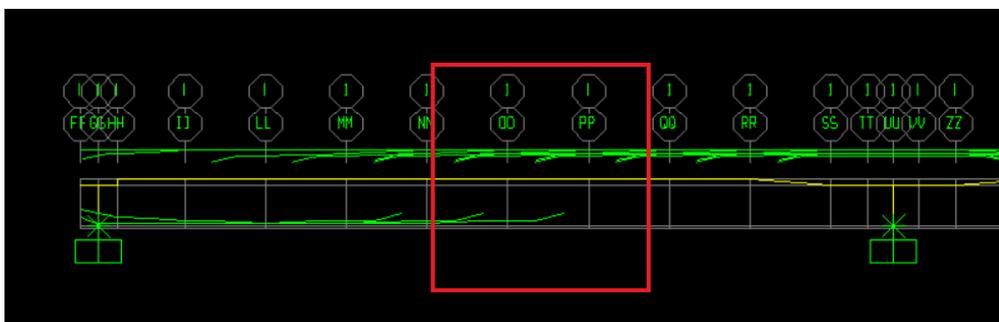


Fig 5.6-1 Zona di apertura del giunto

5.6.2. Verifica tensionali combinazione QUASI PERMANENTI

Nelle combinazioni quasi permanenti il limite tensionale per le compressioni nel calcestruzzo è pari a $0.45 \cdot f_{ck} = 0.45 \cdot 0.83 \cdot 45 = 16.8$ MPa. I valori delle tensioni ottenute dall'involuppo delle combinazioni quasi permanenti sono riportati nell'ALLEGATO 4.

Si evince che la massima tensione di compressione nel calcestruzzo è pari a $\sigma_c = 10.2$ MPa che risulta inferiore al limite.

Tutte le sezioni risultano compresse.

5.6.3. Verifica tensionali combinazioni FREQUENTI

I valori delle tensioni a tempo zero e infinito ottenute per le combinazioni frequenti sono riportati nell'ALLEGATO 4.

5.7. Verifiche a SLU per taglio e torsione

Le verifiche a Stato Limite Ultimo a taglio e torsione nelle combinazioni allo SLU sono state eseguite in accordo a quanto riportato nel cap 6.2.3 dell'Eurocodice.

La resistenza a taglio è valutata sulla base di una schematizzazione a traliccio:

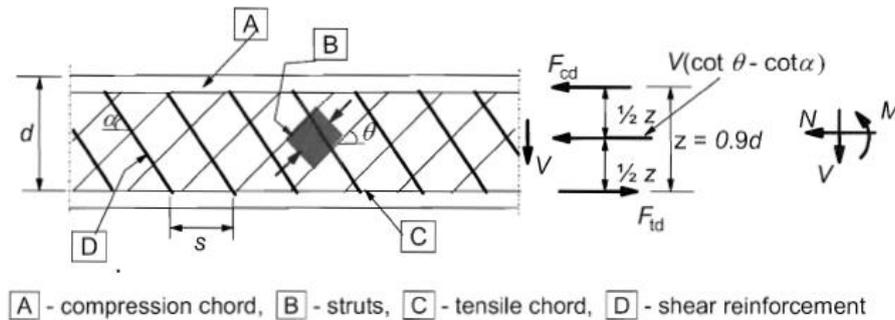


Fig 5.7-1 Traliccio

Dove:

α : l'angolo fra l'armatura a taglio e la perpendicolare alla forza di taglio

θ : l'angolo fra il puntone compresso e la perpendicolare alla forza di taglio

Z: braccio di leva posto uguale a $0.9 \cdot d$

d: altezza utile della sezione

F_{td} : valore di progetto della forza di trazione del rinforzo longitudinale

F_{cd} : valore di progetto della forza di compressione del calcestruzzo nella direzione longitudinale.

Da un punto di vista teorico si potrebbe scegliere un qualunque valore di $0^\circ < \theta < 45^\circ$, l'Eurocodice però dà la seguente limitazione:

$$1 < \cot \theta < 2.5$$

Dove 1 è $\theta=45^\circ$, mentre 2,5 è $\theta=22,5^\circ$.

Questo è un modo indiretto per limitare l'apertura delle fessure in fase di esercizio.

La rottura a taglio può avvenire attraverso il raggiungimento della resistenza massima delle staffe o dei campi di compressione. La resistenza a taglio della trave sarà data dalla minor resistenza tra le due anche se è buona norma lasciare che siano prima le armature ad andare al

collasso e quindi snervarsi. Questo garantirebbero una rottura di tipo duttile al contrario del caso in cui il collasso avvenga lato calcestruzzo causando una rottura fragile.

Prendendo il concio sopra riportato si scrivono le equazioni di equilibrio alla traslazione verticale considerando un taglio che attraversa gli elementi strutturali prima definiti, in questo modo libero tre forze negli elementi strutturali. I campi di compressioni sono descritti con il valore della tensione che stanno sopportando (tensione nel campo di compressione σ_{cw}).

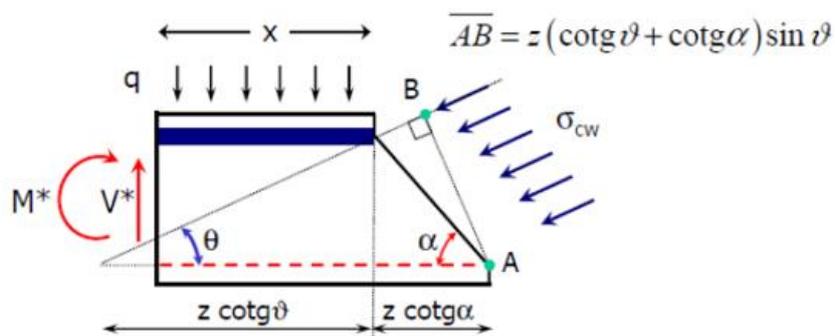


Fig 5.7-2 Campi di compressione

L'equazione di equilibrio diventa:

$$V - qx = V_{sd} = \sigma_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot (\cotg\vartheta + \cotg\alpha) \cdot \sin^2\theta$$

La tensione σ_{cw} dovrà risultare inferiore alla resistenza del cls d'anima, quindi il massimo taglio che può essere applicato (taglio resistente) si ottiene andando a sostituire σ_{cw} con la resistenza del cls d'anima. In presenza di compressione si introduce un coefficiente $\alpha_{cw} < \alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{cd}$ che tiene conto della compressione della sezione. La presenza di N non troppo elevato aumenta la resistenza del cls, infatti $\alpha_{cw} > 1$ fino a $\sigma_{cp} = 0,6$.

All'inizio, moderati valori di N chiudono le fessure, ma quando N diventa troppo grande il cls d'anima deve portare oltre al taglio anche la compressione (EC cap. 6.2.3 nota 3).

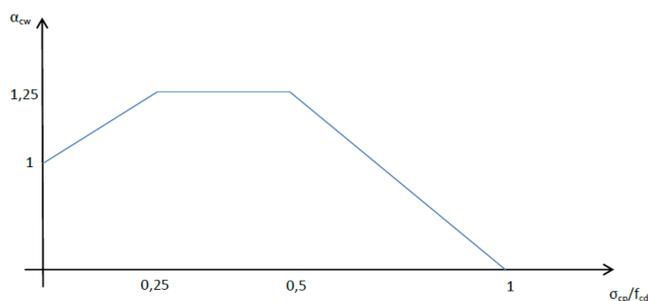


Fig 5.7-3 Andamento del coefficiente α_{cw} al variare di σ_{cp}

Considerando $\alpha=90^\circ$ (staffe verticali) e esplicitando i termini sopra commentati, la relazione precedente diventa:

$$V_{Rd,c} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cotg\vartheta + \cotg\alpha) \quad (5.7-1)$$

Essa rappresenta la resistenza dei campi di compressione.

Dovendo ora valutare la resistenza delle staffe, si esegue un taglio parallelo ai campi di compressione d'anima. Si considera un concio di trave tagliato da un lato verticalmente e dall'altro parallelamente ai campi di compressione (con inclinazione θ). Questa volta viene liberata la tensione σ_s delle staffe.

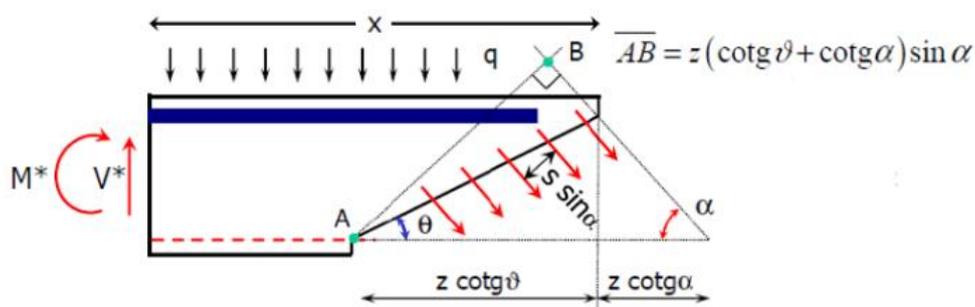


Fig 5.7-4 tensioni delle staffe

L'equazione di equilibrio risulta:

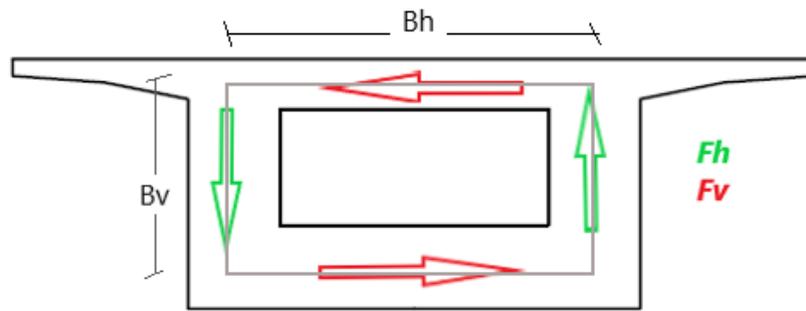
$$V - qx = V_{sd} = \sigma_s \cdot A_{sw} \cdot \frac{z \cdot (\cotg\vartheta + \cotg\alpha) \cdot \sin\theta}{s \cdot \sin\alpha} \cdot \sin\alpha$$

Dove $s \cdot \sin\alpha$ rappresenta il passo tra le staffe.

Il massimo taglio applicabile è quello per cui $\sigma_s = f_{yd}$. Adimensionalizzando l'equazione può essere espressa come:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cotg\theta \quad (5.7-2)$$

Prendendo il concio in esame, sono state definite le forze F_v e F_h che corrono lungo la sezione.

Fig 5.7-5 sollecitazioni a taglio F_v e F_h

Queste sono date dalla componente torcente delle azioni considerate e vengono ottenute dalla relazione:

- $t \cdot \tau = \frac{T}{2 A_k}$
- $t \cdot \tau \cdot b_h = F_h$
- $t \cdot \tau \cdot b_v = F_v$

Dove:

A_k è l'area compresa dalla linea media

T torcente agente

τ sono le tensioni che viaggiano nella sezione di spessore t

Il taglio totale sollecitante sarà quindi pari a $V_{tot} = \frac{V}{2} + F_v$

Dove V è il taglio agente calcolato, diviso due perché si considera una sola anima.

Trovato il taglio resistente offerto dal calcestruzzo e quello offerto dall'acciaio tramite le espressioni (5.7-1) e (5.7-2), si prende il minore tra i due:

$$V_{Rd} = \max(V_{Rd,s}; V_{Rd,c})$$

Questo dovrà essere maggiore del taglio sollecitante agente ricavato dalle sollecitazioni a SLU calcolate:

$$V_{sd} < V_{Rd}$$

La resistenza massima dell'elemento sottoposto a taglio e torsione è limitata dalla capacità dei puntoni di calcestruzzo.

Per non superare tale resistenza deve essere verificata questa condizione:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} < 1$$

Le verifiche risultano soddisfatte per tutte le sezioni e vengono riportate nell' ALLEGATO 5.

5.8. Verifica a taglio nei giunti

Dal momento che, in corrispondenza dei giunti tra i conci prefabbricati per lo stato limite ultimo si verifica l'apertura dei giunti e quindi le chiavi di taglio non risultano più tutte poste in zona compressa, si è deciso di trascurare il loro contributo e di considerare solo quello dell'attrito. Questo è legato alla presenza di un significativo sforzo normale passante ai giunti e dovuto alla precompressione.

La formula da usare per il calcolo della capacità portante a taglio nei giunti diventa la seguente:

$$V_{Rd} = \frac{1}{\gamma_n} \cdot 0.1 \cdot A_K \cdot f_{cd} + \frac{1}{\gamma_n} \cdot \mu \cdot N_{totd} = \frac{1}{\gamma_n} \cdot \mu \cdot N_{totd}$$

Dove:

V_{Rd} : sforzo di taglio resistente,

$\frac{1}{\gamma_n}$: 0.75

μ : coefficiente di attrito (assunto pari a 0.5),

N_{totd} : sforzo di precompressione agente sulla sezione

Considerando sforzo di taglio agente V_{sd} , ottenuto dalla somma in quadratura del taglio verticale e orizzontale agenti nella sezione, è stata fatta la seguente verifica che risulta soddisfatta per tutte le combinazioni e per tutte le sezioni:

$$V_{Rd} > V_{sd}$$

Completate le verifiche dell'impalcato secondo la metodologia proposta dall'Eurocodice si procede con lo studio e l'applicazione del *fib* Bulletin 80 al medesimo caso.

6. Descrizione del fib Bulletin 80

6.1. Introduzione

Se ad oggi volessimo riverificare un'opera, lo faremmo utilizzando una semplice procedura basata sui coefficienti parziali di sicurezza uguali a quelli che useremmo per realizzarne una nuova. Tale valutazione può essere di gran lunga conservativa e portare a una spesa eccessiva, in quanto, livelli di affidabilità (target reliability) alti, comportano spesso un incremento dei costi per strutture esistenti rispetto a quelle nuove.

Per questo motivo una metodologia più realistica può essere raggiunta utilizzando un metodo probabilistico adeguato.

Il fib Bulletin 80 tratta le metodologie di calcolo dei coefficienti parziali per le strutture esistenti in calcestruzzo armato.

È stato riconosciuto che sarebbe antieconomico specificare gli stessi livelli di affidabilità per tutti gli edifici e ponti esistenti come per le nuove strutture (*Diamantidis et al., 2001, Diamantidis & Bazzuro 2007, Steenbergen & Vrouwenvelder 2010, Sýkora et al. 2017*)

Per aumentare il livello di affidabilità delle strutture esistenti è richiesto un costo più grande rispetto a quello relativo ad una struttura nuova (*ISO 2394: 2015*).

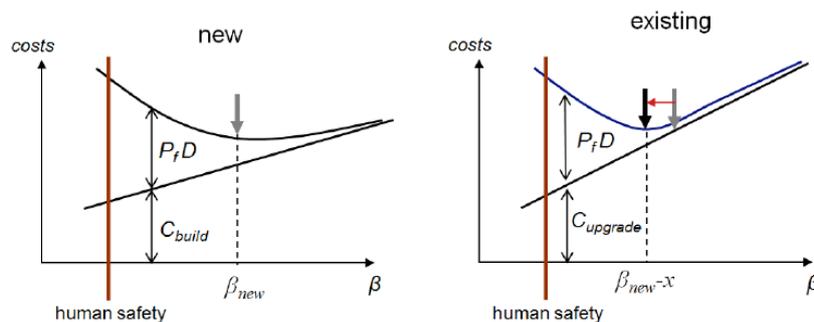


Fig. 6.1-1 Differenze tra costi di ottimizzazione delle strutture esistenti e nuove

Quanto detto viene fatto notare dalla pendenza più ripida della linea $C_{upgrade}$ rispetto alla C_{built} . Bisogna tenere in conto anche che la vita utile delle strutture esistenti è spesso più breve di quella assunta per le nuove strutture. Le informazioni delle attuali condizioni dell'opera, dettate da test e controlli sulla stessa (vedi cap.1), possono essere utilizzati come punto di partenza per uno studio più accurato.

6.2. Considerazioni economiche

Se non viene associata alcuna perdita di vita umana con il fallimento strutturale, il *target reliability*, definito come il livello di affidabilità richiesto per garantire una buona sicurezza e mantenimento dell'opera, può essere selezionato esclusivamente sulla base di un'ottimizzazione economica. In questo caso l'indice di affidabilità e la probabilità di fallimento sono indipendenti dalla vita utile rimanente (*Vrouwenvelder 2012*).

Può essere comunque preso in considerazione uno studio del rischio individuale, sociale e dell'indice di qualità della vita (LQI) per garantire rischi accettabili per gli occupanti o gli utenti della struttura. Di questo se ne parlerà nel capitolo che segue.

Il parametro che governa l'aspetto economico riguarda l'immediato upgrade della struttura mentre, le future strategie di aggiornamento quali l'ispezione e la manutenzione, sono parametri che influenzano marginalmente.

I costi di aggiornamento immediato sono:

- costo C_0 indipendente dal parametro decisionale "d" (costi relativi ai sondaggi, amministrazione e gestione, perdite dovute a interruzione dell'attività, ecc.)
- costo C_m (d) dipendente dal parametro decisionale.
- costo C_f (failure cost) rappresenta il costo correlato alle conseguenze dell'insuccesso strutturale e include diversi aspetti (*cap. 3.2.2 fib bulletin 80*)

I costi legati al fallimento che possono verificarsi entro un periodo di riferimento pari alla vita lavorativa rimanente sono dati dall'espressione (*Holicky 2013a*):

$$E[C_f(t_{ref}, d)] = C_f P_f TF(t_{ref}, d)$$

Dove:

- C_f = valore corrente del costo di fallimento;
- P_f (d) = probabilità di fallimento relativa a un periodo di riferimento t_0 ;
- TF = è il fattore tempo funzione del tasso di sconto annuale (q) e del rapporto t_{ref}, t_0
- t_0 = periodo di riferimento che può assumere dei valori che dipendono dal caso in esame (*3.2.1 fib Bulletin 80*)

I costi totali previsti in caso di aggiornamento sono dati dall'equazione:

$$E[C_{tot}(t_{ref}, d) = C_0 + C_m(d) + C_f P_f TF(t_{ref}, d)$$

Nel caso non vi sia alcun aggiornamento i primi due termini non compaiono e TF sarà funzione di d_0 (parametro decisionale scelto prima dell'aggiornamento)

Nel caso in cui il costo totale sopra calcolato è inferiore al costo totale dettato da un aggiornamento ottimale nessun intervento viene fatto alla struttura.

Quindi, il d_{opt} è indipendente da C_0 .

La strategia di aggiornamento ottimale dovrebbe mirare al target reliability corrispondente al d_{opt} :

$$\beta_{up} = -\Phi^{-1} \left[\left(\frac{t_{ref}}{t_0} \right) P_f(d_{opt}) \right]$$

Tuttavia, i costi totali dovrebbero essere confrontati per decidere se aggiornare o meno la struttura. Il valore limite d_{olim} del parametro decisionale prima dell'aggiornamento viene trovato come segue:

$$c_f P_f(d_{olim}) TF(t_{ref}, d_{olim}) = C_0 + C_m(d_{opt}) + C_f P_f(d_{opt}) TF(t_{ref}, d_{opt})$$

L'indice di affidabilità minore β_0 , al di sotto del quale la struttura o l'elemento strutturale è considerato inaffidabile e dovrebbe essere aggiornato è ottenuto come:

$$\beta_0 = -\Phi^{-1} \left[\left(\frac{t_{ref}}{t_0} \right) P_f(d_{olim}) \right]$$

La strategia ottimale consiste nel puntare ad un livello di affidabilità corrispondente al valore minimo della somma dei costi di costruzione e del rischio coinvolto (prodotto tra la probabilità di fallimento e dei costi totali diretti e indiretti di danno). Per strutture esistenti, aumentando solitamente i livelli di sicurezza i costi sono maggiori rispetto a quelli delle strutture che sono ancora in fase di progettazione; ciò significa che l'indice di affidabilità ottimale può essere inferiore rispetto al caso di nuove strutture.

Mantenere la situazione esistente con la maggiore probabilità di fallimento potrebbe ricadere nella decisione economica ottimale e comporta una riduzione del livello di affidabilità della struttura esistente.

Di solito si valuta innanzitutto la struttura rispetto all'indice di affidabilità β_0 al di sotto del quale la struttura dovrebbe essere aggiornata e se necessario si passa ad un indice di affidabilità β_{up} .

La Tabella sotto riportata riassume gli indici di affidabilità applicabili che provengono da risultanti dovuti a studi condotti su strutture esistenti rispetto agli stati limite ultimi. I valori di base sono presi dalla *EN 1990: 2002*.

Consequence class	β_{up}	β_0
CC1	$3.3 - 0.5 = 2.8$	$3.3 - 1.5 = 1.8$
CC2	$3.8 - 0.5 = 3.3$	$3.8 - 1.5 = 2.3$
CC3	$4.3 - 0.5 = 3.8$	$4.3 - 1.5 = 2.8$

Tabella 6.2-1 indici di affidabilità

In questo capitolo è stato accennato solo l'aspetto economico ma anche la sicurezza umana deve essere presa in considerazione.

6.3. Considerazioni sulla sicurezza umana

Per garantire rischi, quindi di conseguenza *target reliability*, accettabili per gli occupanti della struttura, si utilizza un approccio semplicistico qui riportato.

La probabilità annuale di fallimento strutturale non può superare i requisiti su cui si basa la sicurezza del singolo individuo (IR=*individual risk*) o del gruppo (GR=*group risk*).

Essendo la sicurezza umana il fattore governante in questo caso, si punta ad avere una probabilità di fallimento annuale costante.

Il livello obiettivo (*target level*) viene ricavato andando a prendere in considerazione i costi dovuti alle misure di sicurezza da adottare. Queste, sono l'equivalente in costi della volontà dell'impresa di salvare una vita e il numero previsto di morti che un fallimento strutturale è in grado di causare.

Rispetto all'ottimizzazione economica trattata precedentemente questa analisi dovrebbe portare ad abbassare gli indici di affidabilità in quanto si viene a tener in conto solo delle conseguenze

del collasso strutturale, mentre altre perdite (economiche, ambientali, ecc.) non sono prese in considerazione.

6.3.1. Rischio individuale (IR)

Nei paesi sviluppati la probabilità di morire a causa di un incidente nella vita quotidiana è di circa 10^{-4} all'anno (ISO 2394: 1998) pertanto la probabilità di diventare vittima di un cedimento strutturale non può essere maggiore.

Tanner & Hingorani (2015) ottengono valori compresi tra 10^{-6} e 10^{-5} all'anno per le classi di conseguenze dell'Eurocodice CC2 e CC3 (EN 1990: 2002).

Basato sul concetto di rischio individuale, la probabilità di incidente “ $P_{ft,IR}$ ” dipende dalla probabilità di causare vittime “ $P_{c/f}$ ” secondo la relazione:

$$P_{ft,IR} < 10^{-5} / P_{c/f}$$

Per quanto riguarda la perdita della vita umana, EN 1990 (2002) distingue i valori di basso, medie e alte conseguenze (classi di conseguenza CC1-CC3, rispettivamente).

Steenbergen & Vrouwenvelder (2010) stimano le probabilità $P_{c/f}$ sulla base qualitativa delle classi di conseguenza (Tabella).

Consequence class	Consequence for loss of human life*	$P_{c/f}$ **	Probability of at least one casualty in case of failure***	$P_{c/f}$ used here
CC3	High	0.3	0.03-0.055	0.20
CC2	Medium	0.03	0.01-0.03	0.05
CC1	Low	0.001	0.005	0.01

* EN 1990 (2002), ** Steenbergen & Vrouwenvelder (2010), *** Eldukair & Ayyub (1991).

Tabella 6.3-1 Probabilità di causare vittime legate a un fallimento strutturale

Per un ponte il valore suggerito è $P_{c/f} = 0.055$.

Essendo questo parametro legato al tempo che si permane nella struttura in esame, il rischio individuale diventa un parametro meno significativo per i ponti e quindi trascurabile per la maggior parte dei casi.

6.3.2. Rischio di gruppo (GR)

L'obiettivo alla base di questo studio è quello di evitare un numero elevato di vittime in caso di incidente strutturale. Le curve frequenza-conseguenza F-n, descrivono abbastanza accuratamente la relazione tra le probabilità annuali di accadimento degli eventi e le conseguenze in termini di $n \geq N$ decessi (*Vrijling et al., 2005*).

La formulazione analitica alla base di tali curve è data da:

$$F(n) \leq A \cdot n^{-\alpha}$$

dove A rappresenta la frequenza di un evento con $N \geq 1$ decessi e α è una costante che generalmente prende valori compresi tra 1 e 2 (*ISO 2394: 1998*).

La frequenza corrispondente agli eventi con $N \geq 1$ vittime (costante A) può essere convertita in probabilità di fallimento ammissibili $P_{ft,SR}$ tramite l'equazione:

$$P_{ft,SR} = \frac{A \cdot n^{-\alpha}}{P_{N/F}}$$

dove il pedice SR sta ad indicare il rischio sociale e $P_{N/F}$ descrive la probabilità di avere $N \geq n$ vittime causate dall'evento (*Tanner e Hingorani 2015*).

È stato condotto uno studio riguardante i crolli di ponti in diverse parti del mondo ed è stata fatta una relazione tra la lunghezza della campata collassata e il numero di vittime che ne ha causato.

È stata definita la seguente formula approssimata $N \approx 0,09 S$.

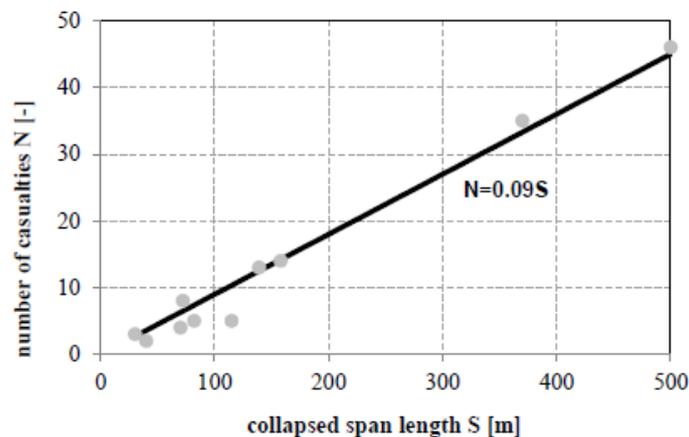


Fig. 6.3-1 Relazione tra numero di vittime e lunghezza della campata nella quale è avvenuto il collasso

La scelta del valore A è fornita dalle autorità nazionali. Un valore indicativo è $A = 2,75 \cdot 10^{-5}$ ed è selezionato in modo che l'indice di affidabilità annuale per luce di lunghezze (500 m) non superi $\beta = 5.1$ di EN 1990 per CC3.

Gli indici di affidabilità basati su criteri di rischio di gruppo non possano superare quelli attualmente adottati nella EN 1990.

Utilizzando i seguenti parametri: $A = 2.75 \cdot 10^{-5}$, $\alpha = 2$ e $P_c | f = 0.055$, viene ottenuta la seguente curva

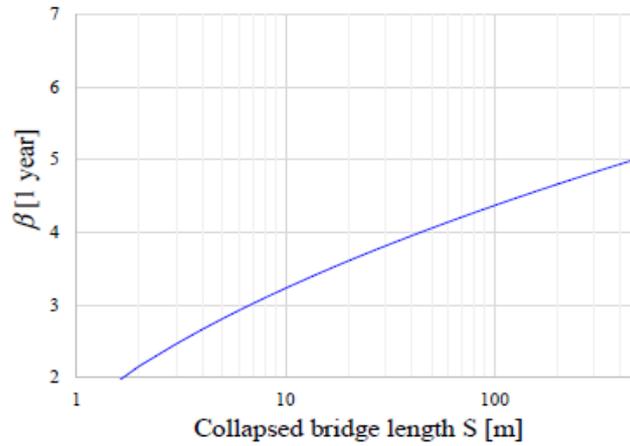


Fig. 6.3-2 Indice di affidabilità per i ponti dettato dal rischio di gruppo GR

6.4. Combinazione dell'aspetto economico e della salvaguardia della vita

Viene in questo caso trattato sia l'aspetto economico che di salvaguardia della vita per quanto concerne lo studio fatto sui ponti.

Preso un periodo di riferimento pari alla vita lavorativa rimanente, l'indice di affidabilità β_0 , che è funzione della lunghezza della campata S, è ottenuto dalle seguenti espressioni:

$$\text{CC3: } \beta_{0t} = \max(2.8; \beta_{0t, \text{human safety}}) \quad (6.4-1)$$

$$\text{CC2: } \beta_{0t} = \max(2.3; \beta_{0t, \text{human safety}}) \quad (6.4-2)$$

$$\text{Con } \beta_{0t, \text{human safety}} = -\Phi^{-1} \left[\frac{2.75 \cdot 10^{-5} \cdot (0.09 \cdot S)^{-2} \cdot t_{ref}}{0.055} \right]$$

$$\text{CC1: } \beta_{0t} = 1.8 \quad (6.4-3)$$

Ad esempio, andando a considerare una vita utile rimanente di 30 anni, valori dell'indice di affidabilità β_0 derivanti dall'ottimizzazione economica, rischio individuale e rischio di gruppo, si ottiene la seguente curva.

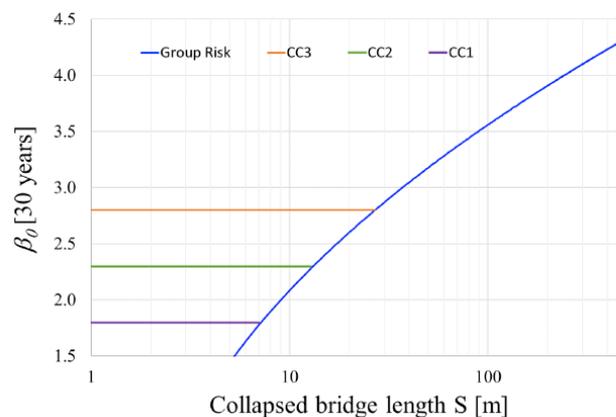


Fig. 6.4-1 indice di affidabilità al variare della lunghezza della campata soggetta a collasso

6.5. Metodi dei coefficienti parziali per le strutture in calcestruzzo esistenti.

L'analisi strutturale secondo gli Eurocodici si basa sulla verifica degli stati limite con il metodo del coefficiente parziale (*EN1990: 2002*), in alternativa possono essere applicati i metodi probabilistici.

Gli stati limite sono descritti da funzioni deterministiche che dipendono da un insieme di variabili che rappresentano le grandezze fisiche quali: azioni, proprietà dei materiali, proprietà geometriche e incertezze del modello.

In termini matematici, per ciascun stato limite, vale la seguente condizione:

$$g(F_d, X_d, a_d, \vartheta_d) > 0$$

dove:

g è la funzione di stato limite

F_d è il valore per le azioni

X_d è i valori di progetto per le proprietà dei materiali

a_d è il valore di progetto per le grandezze geometriche

ϑ_d è il valore di progetto per le variabili che tiene conto delle incertezze del modello

Al fine di estendere i principi della progettazione dello stato limite che riguardano strutture nuove alla valutazione dell'affidabilità delle strutture esistenti di seguito vengono richiamate alcune nozioni.

6.5.1. Richiamo sui valori di progetto e coefficienti parziali

Il valore di progetto F_d di un'azione F può essere espresso come:

$$F_d = \gamma_f \cdot F_{rep}$$

Dove

- F_{rep} è il valore rappresentativo dell'azione
- γ_f è un coefficiente parziale.

Il valore di progetto E_d dell'effetto del carico E può essere espresso in termini generali come:

$$E_d = \gamma_{sd} E(\gamma_{f,i} F_{rep}; a_d) \quad i > l$$

dove a_d è il valore di progetto correlato alle dimensioni geometriche e γ_{sd} è un coefficiente che tiene conto delle incertezze a cui si va incontro nel modellare gli effetti delle azioni e, in alcuni casi, nel modellare le azioni stesse.

Per l'analisi non lineare, essendo gli effetti dell'azione funzione non proporzionale delle azioni agenti, questa approssimazione potrebbe essere a sfavore di sicurezza. L'effetto dell'azione E_d dovrebbe essere calcolato con l'espressione precedente quando l'effetto dell'azione aumenta meno dell'azione stessa. Nel caso di comportamento eccessivamente proporzionale l'espressione da usare è:

$$E_d = \gamma_{sd} E(\gamma_{F,i} F_{rep}; a_d) \quad i > l \quad (6.5-1)$$

Dove: $\gamma_{F,i} = \gamma_{sd} \gamma_{f,i}$

I due casi messi a confronto sono illustrati in figura

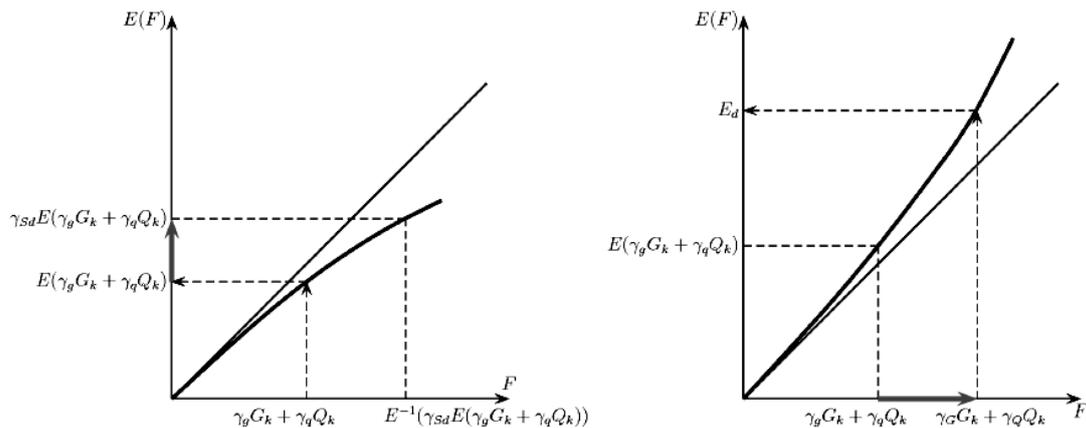


Fig. 6.5-1 effetti delle azioni nel caso di analisi lineare e non lineare

Il valore di progetto X_d di un materiale o di una proprietà X è determinato dal valore caratteristico X_k , dal coefficiente parziale γ_m e da un fattore di conversione η :

$$X_d = \eta X_k / \gamma_m$$

Il fattore di conversione η deve essere applicato per convertire i risultati del test in valori che si possono assumere per rappresentare il comportamento del materiale nella struttura in esame. Quando i valori della forza caratteristica per le strutture esistenti sono determinati sulla base di campioni di prova, la dipendenza dal tempo e gli effetti ambientali possono essere considerati intrinsecamente inclusi.

Quando le incertezze del modello resistente sono incorporate nel valore di progetto X_d , l'equazione diventa:

$$X_d = \eta X_k / \gamma_M \quad (6.5-2)$$

dove $\gamma_M = \gamma_{Rd} \gamma_m$ e γ_{Rd} è un coefficiente che tiene conto delle incertezze nel modello resistente e delle deviazioni geometriche nel caso in cui non siano modellate esplicitamente. Il fattore che tiene conto delle incertezze nel modello resistente è molto importante nella verifica di strutture esistenti.

η è quello che in Italia viene indicato con $\alpha_{cc} = 0.85$ e che nell'EC prende il valore 1.

In alternativa, i coefficienti parziali per le proprietà dei materiali potrebbero anche essere basati su valori nominali invece di valori caratteristici.

I valori di progettazione della quantità geometrica "a" sono generalmente rappresentati da valori nominali: $a_d = a_{nom}$

Oppure, quando le deviazioni delle grandezze geometriche influenzano significativamente l'affidabilità della struttura: $a_d = a_{nom} + \Delta a$

Δa tiene conto della possibilità di deviazioni dai valori caratteristici o nominali e l'effetto cumulativo di più deviazioni geometriche.

Il valore di progetto R_d della resistenza R dipende dalle proprietà del materiale X e dalla dimensione geometrica "a":

$$R_d = R (\eta X_{k,i} / \gamma_{M,i}; a_d) \quad i \geq 1 \quad (6.5-3)$$

6.5.2. Derivazione basata sull'affidabilità di coefficienti parziali

L'applicazione del metodo dei coefficienti parziali richiede la definizione dei valori di progettazione delle azioni, delle proprietà del materiale, delle incertezze geometriche e di modello.

In EN 1990: 2002 e ISO 2394: 1998 si consiglia di calibrare i valori di progetto R_d e E_d utilizzando i valori delle variabili R ed E nel punto di progettazione basato su FORM (*first order reliability method*). Quest'ultimo è un metodo di affidabilità strutturale semplice ed efficace che mira a valutare la probabilità di guasto di una struttura rispetto a una condizione di stato limite g. La probabilità di fallimento P_f è definita come:

$$P_f = P(g < 0)$$

La probabilità P_f può essere sostituita dall'indice di affidabilità β , che è definito come:

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f)$$

ove Φ^{-1} è la distribuzione normale standardizzata inversa. La relazione tra la probabilità di danno (*failure probability*) e l'indice di affidabilità (*reliability index*) sono mostrati nella Tabella.

P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1.3	2.3	3.1	3.7	4.2	4.7	5.2

Tabella 6.5-1 Probabilità di fallimento strutturale e indice di affidabilità

Supponendo che la funzione di stato limite g sia una funzione della resistenza R e dell'effetto del carico E:

$$g = R - E$$

Le distribuzioni delle variabili R ed E sono indicate rispettivamente da $F_R(r)$ e $F_E(e)$.

Le due distribuzioni sono caratterizzate da valori medi μ_R e μ_E e deviazioni standard σ_R e σ_E (EN 1990: 2002).

Le coordinate del FORM, ovvero (R_d, E_d) , sono:

$$R_d = F_R^{-1}[\Phi(-\alpha_R\beta)]$$

$$E_d = F_E^{-1}[\Phi(-\alpha_E\beta)]$$

dove α_R e α_E sono rispettivamente i coefficienti di sensibilità della resistenza e dell'effetto di carico. β è l'indice di affidabilità.

Se R ed E sono le variabili casuali Gaussiane indipendenti, il punto di progettazione è definito come il punto della superficie dello stato limite più vicino al punto medio nello spazio delle variabili normalizzate R/α_R e E/α_E .

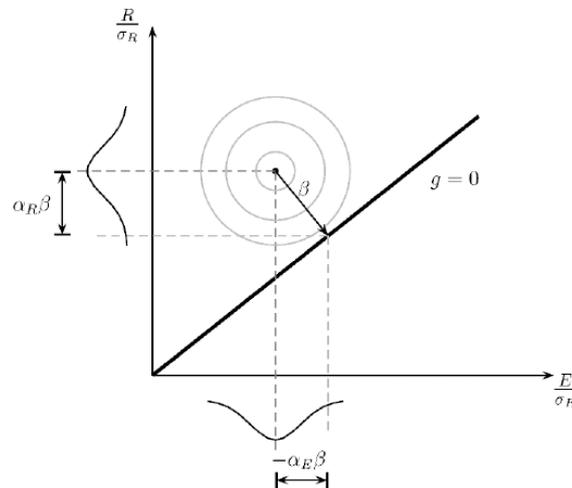


Fig 6.5-1 Punto di progettazione basato sul FORM

Supponendo una distribuzione Gaussiana per R ed E, le equazioni precedenti possono essere riscritte come:

$$R_d = \mu_R - \alpha_R\beta \sigma_R$$

$$E_d = \mu_E - \alpha_E\beta \sigma_E$$

L'indice di affidabilità, i coefficienti di sensibilità, i valori di progettazione e i coefficienti parziali cambiano in base al problema dell'affidabilità (ipotesi distributive, modello meccanico, ecc.).

Per ricavare regole pratiche di progettazione per una vasta gamma di strutture nuove, i valori di α_R e α_E sono stati impostati sui valori 0.8 e -0.7 rispettivamente (König & Hosser 1982)

Questi valori sono stati definiti riducendo al minimo la deviazione dall'indice di affidabilità obiettivo (*target reliability index*) per diversi valori del rapporto tra le deviazioni standard delle variabili casuali R ed E:

$$0.16 < \frac{\sigma_E}{\sigma_R} < 7.6$$

Se σ_E / σ_R è al di fuori di questi limiti, si dovrebbe prendere $\alpha = \pm 1$ per la variabile con la più grande deviazione standard e $\alpha = \pm 0,4$ per la variabile con minor deviazione standard. Questi valori devono essere implementati nelle equazioni del Design Value method e Adjusted Partial Factor Method descritti nei seguenti capitoli.

Considerando il caso generale in cui sia la resistenza e il carico sono funzioni di diverse variabili casuali, i valori α_R e α_E sopra riportati valgono solo per le variabili dominanti (in termini di contributo alla resistenza o dell'effetto del carico). Si può dimostrare che i coefficienti di sensibilità delle variabili non dominanti sono dati dalle (*König & Hosser 1982*):

$$\alpha_R = 0.4 \cdot 0.8 = 0.32$$

$$\alpha_E = 0.4 \cdot -0.7 = -0.28$$

Rispetto a questi coefficienti di sensibilità fissi, è possibile definire espressioni analitiche per i coefficienti parziali γ_m, γ_f per un dato livello di *target reliability* e per caratteristiche distributive differenti.

Sul lato resistivo, la variabile più importante è la resistenza del materiale, che è generalmente descritta da una distribuzione Gaussiana o log-normale.

In questo caso le espressioni per il coefficiente γ_m sono le seguenti:

$$\gamma_m = \frac{\gamma_k}{\gamma_d} = \frac{\mu_x(1-1.645V_x)}{\mu_x(1-\alpha_R\beta V_x)} \quad (6.5-4)$$

distribuzione Gaussiana

$$\gamma_m = \frac{\gamma_k}{\gamma_d} = \frac{\mu_x(-1.645V_x)}{\mu_x(-\alpha_R\beta V_x)} \quad (6.5-5)$$

distribuzione log-normale

Dove V_x è il coefficiente di variazione della proprietà del materiale ed è stato considerato il frattile 5% per i valori caratteristici.

Per quanto riguarda l'effetto del carico, vengono trattate le azioni permanenti e variabili separatamente.

Per le azioni permanenti G, il coefficiente parziale può anche essere definito dalla sua distribuzione statistica. Supponendo una distribuzione gaussiana, se l'azione ha un effetto sfavorevole, il coefficiente parziale è dato da:

$$\gamma_g = \frac{G_d}{G_K} = \frac{\mu_G(1-\alpha_{E, fav} \beta V_G)}{\mu_G(1+KV_G)} \quad (6.5-6)$$

Dove:

V_G è il coefficiente di variazione dell'azione considerata

$K=0$ per le azioni permanenti

$\alpha_{E, fav}$ è uguale a 0,32 (per un effetto resistente non dominante)

Per le azioni variabili Q, viene utilizzata la seguente espressione:

$$\gamma_q = \frac{Q_d}{Q_K} = \frac{F_{Q, t_{ref}}^{-1}[\Phi(-\alpha_E \beta), t_{ref}]}{Q_K}$$

dove $F_{Q, t_{ref}}^{-1}$ è l'inverso della distribuzione dei massimi sul periodo t_{ref} .

Se andassimo a considerare la seguente situazione:

- I massimi sono modellati da una distribuzione di Gumbel rispetto al periodo di riferimento t_o ;
- Il valore caratteristico di un'azione climatica è definito come il 98th frattile del massimo durante il periodo di riferimento di base t_o ;
- I massimi sono reciprocamente indipendenti nel periodo di riferimento di base t_o .

In tal caso l'espressione γ_q diventa quindi:

$$\gamma_q = \frac{\mu_{Q, t_{ref}} [1 - V_{Q, t_{ref}} (0.45 + 0.78 \ln(-\ln \Phi^{-1}(-\alpha_E \beta)))]}{\mu_{Q, t_o} [1 - V_{Q, t_o} (0.45 + 0.78 \ln(-\ln(0.98)))]} \quad (6.5-7)$$

dove la deviazione standard $\sigma_Q = \sigma_{Q, t_o} = \sigma_{Q, t_{ref}}$

Quando vengono prese in considerazione anche le incertezze del modello, la funzione di stato limite diventa (König & Hosser 1982, Taerwe 1993):

$$g = \theta_R R - \theta_E E$$

Dove θ_R descrive le incertezze relative al modello resistivo e θ_E tiene in conto delle incertezze relative al modello di carico.

Se si assume una distribuzione gaussiana per entrambe le incertezze del modello, i coefficienti parziali γ_{Rd} e γ_{Ed} possono essere definiti da tali espressioni (König & Hosser 1982):

$$\gamma_{Rd} = \frac{\mu_{\theta_R}}{\theta_{Rd}} = \frac{1}{1 - \alpha_R \beta V_{\theta_R}} = \frac{1}{1 - 0.4 \cdot 0.8 \beta V_{\theta_R}}$$

$$\gamma_{Ed} = \frac{\theta_{Ed}}{\mu_{\theta_E}} = 1 - \alpha_E \beta V_{\theta_E} = 1 + 0.4 \cdot 0.7 \beta V_{\theta_E}$$

dove μ_{θ_R} , μ_{θ_E} , V_{θ_R} ed V_{θ_E} sono, rispettivamente, i valori medi e i coefficienti di variazione delle variabili casuali θ_R e θ_E .

Tuttavia, Taerwe (1993) suggerì di riferire i coefficienti parziali γ_{Rd} e γ_{Ed} ai valori caratteristici θ_{Rk} e θ_{Ek} :

$$\gamma_{Rd} = \frac{\theta_{Rk}}{\theta_{Rd}} = \frac{1 - 1.645 V_{\theta_R}}{1 - \alpha_R \beta V_{\theta_R}} = \frac{1 - 1.645 V_{\theta_R}}{1 - 0.4 \cdot 0.8 \beta V_{\theta_R}} \quad (6.5-8)$$

$$\gamma_{Ed} = \frac{\theta_{Ed}}{\theta_{Ek}} = \frac{1 - \alpha_E \beta V_{\theta_E}}{1 + 1.645 V_{\theta_E}} = \frac{1 + 0.4 \cdot 0.7 \beta V_{\theta_E}}{1 + 1.645 V_{\theta_E}} \quad (6.5-9)$$

6.6. Aggiornamento Bayesiano

Se sono disponibili ulteriori informazioni provenienti dai test effettuati sulla struttura, il coefficiente di variazione della variabile V'' può essere stimato direttamente basandosi sui risultati ottenuti.

In alternativa, se le informazioni degli iperparametri delle variabili relativi alla struttura nuova sono disponibili, il rapporto V''_x / V'_x può essere calcolato in base a tali valori e a quelli ottenuti dai test.

Ad esempio, se consideriamo una distribuzione Log-normal-gamma per una proprietà del materiale, il rapporto sopra descritto può essere calcolato in base all'equazione:

$$\frac{V''_x}{V'_x} = \frac{\sqrt{\exp(\sigma''_{\ln x}) - 1}}{\sqrt{\exp(\sigma'_{\ln x}) - 1}} = \frac{\sigma''_{\ln x}}{\sigma'_{\ln x}} = \frac{S''_{\ln x} \sqrt{\frac{n''}{n'' - 1}} \sqrt{\frac{v''}{v'' - 2}}}{S'_{\ln x} \sqrt{\frac{n'}{n' - 1}} \sqrt{\frac{v'}{v' - 2}}}$$

Con $S_{\ln x}$, n e v iperparametri per una distribuzione Log-normale-gamma relativa alla proprietà materiale in esame. Gli iperparametri possono essere corretti utilizzando le seguenti regole di aggiornamento (“*Diamantidis et al. 2001*”):

$$\begin{aligned} n'' &= n' + n \\ \bar{X}''_{\ln x} &= \frac{n' \bar{X}'_{\ln x} + n \bar{X}_{\ln x}}{n''} \\ v'' &= v' + v + 1 \\ S''_{\ln x} &= \frac{1}{v''} \left[\left(v' S'_{\ln x} + n' \bar{X}'_{\ln x}{}^2 \right) + \left(v S_{\ln x} + n \bar{X}_{\ln x}{}^2 \right) - n'' \bar{X}''_{\ln x}{}^2 \right] \end{aligned}$$

6.7. The design value method (DVM)

Tale metodo prevede l'utilizzo dei coefficienti parziali γ_x i quali derivano dalla distribuzione della variabile x in esame che è definita dalle informazioni prese a priori e dai risultati ottenuti dai test effettuati.

6.7.1. Coefficienti parziali dei materiali

Il valore di progetto R_d della variabile di resistenza R è definito dalla relazione (6.5-3).

Il coefficiente parziale dato da (6.5-2) può essere ottenuto dal prodotto:

$$\gamma_M = \gamma_{Rd} \cdot \gamma_m = \gamma_{Rd1} \cdot \gamma_{Rd2} \cdot \gamma_m \quad (6.7-1)$$

dove:

- γ_{Rd1} indica il coefficiente per l'incertezza del modello
- γ_{Rd2} è il coefficiente per le incertezze geometriche
- γ_m è il *reliability-based partial factor* che tiene conto della variabilità del materiale

I valori generalmente utilizzati per le strutture in cemento armato sono $\gamma_{Rd1} = 1,10$ per la resistenza del calcestruzzo e $\gamma_{Rd1} = 1,025$ per l'acciaio (*fib SAG 9 (2010)*)

Per tenere in conto delle incertezze geometriche relative alla dimensione della sezione in calcestruzzo o del posizionamento del rinforzo in acciaio si può assumere $\gamma_{Rd2} = 1,10$ (per calcestruzzo) e $\gamma_{Rd2} = 1,05$ (per rinforzo in acciaio).

I valori precedenti possono essere ricavati utilizzando una distribuzione log-normal ed andando ad assegnare due diversi coefficienti di variazione della variabile casuale θ_R :

- $V_{\theta_R} \approx 0,14$ per calcestruzzo e $V_{\theta_R} \approx 0,06$ per rinforzo in acciaio nel caso in cui le incertezze di tipo geometrico sono importanti (ad esempio in mancanza di disegni e di misurazioni progettuali)
- $V_{\theta_R} \approx 0,08$ per calcestruzzo e $V_{\theta_R} \approx 0,02$ per rinforzi in acciaio nel caso in cui la variabilità delle proprietà geometriche hanno un effetto insignificante

La variazione del coefficiente γ_{Rd} con target reliability β per $\alpha_R = 0.32$ e con valore medio della variabile casuale $\mu_{\theta R} = 1$ viene mostrata nella seguente figura:

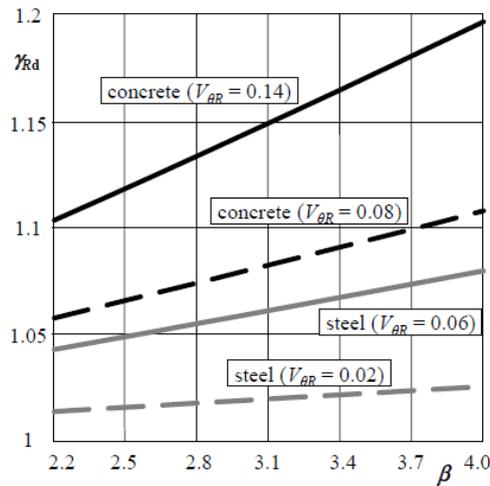


Fig.6.7-1 Variazione del coefficiente parziale γ_{Rd} con β

Per determinare il valore di γ_m si è utilizzato l'espressione (6.5-5) che segue una distribuzione log-normale. Considerando il coefficiente di variazione V_m un valore di $\alpha_R = 0.8$ e target reliabilities $\beta = 2,3, 3,1, 3,8$ o $4,3$ (che corrispondono rispettivamente ai valori: molto basso, basso, medio e alto legate ad un insuccesso in ULS, (vedi ISO 13822: 2010)) è stato possibile ottenere la famiglia di curve mostrata in fig.

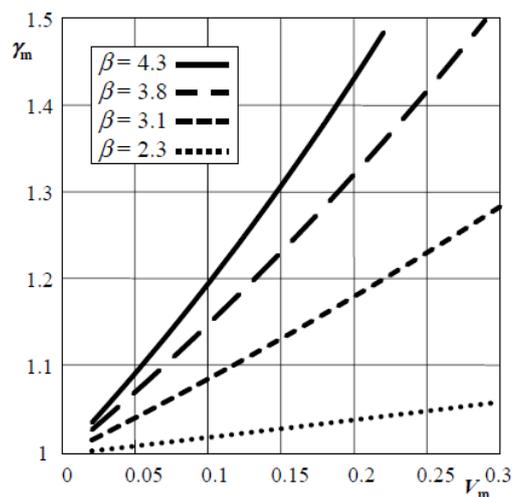


Fig.6.7-2 Variazione del coefficiente parziale γ_m con β

6.7.2. Coefficienti parziali delle azioni permanenti

Il valore di progettazione G_d dell'effetto di azione permanente G è definito dalla relazione generale (6.5-1). Il coefficiente parziale può essere ottenuto come segue:

$$\gamma_G = \gamma_{Ed,G} \cdot \gamma_g \quad (6.7-2)$$

- $\gamma_{Ed,G}$ indica il coefficiente che tiene conto dell'incertezza dell'effetto del carico
- γ_g è il coefficiente parziale che tiene conto della variabilità e delle incertezze relative alle azioni permanenti agenti sulla struttura.

Generalmente vengono assunti dei valori standard per i coefficienti di incertezza sul modello:

- $\gamma_{Ed,G} = 1.07$ per un'azione sfavorevole
- $\gamma_{Ed,G} = 1.0$ per un'azione favorevole.

In alternativa possono essere ottenuti da una relazione analitica basata sulla distribuzione log-normale descritta nel bollettino.

γ_g viene determinato a partire dall'espressione precedentemente descritta (6.5-6), quindi supponendo una distribuzione normale dell'azione permanente. Considerando un coefficiente di variazione V_g , $\alpha_E = -0,7$ (azione sfavorevole), $\alpha_{E,fav} = 0,32$ (azione favorevole), target reliability $\beta = 2.3, 3.1, 3.8$ o 4.3 , si sono ottenute le seguenti curve:

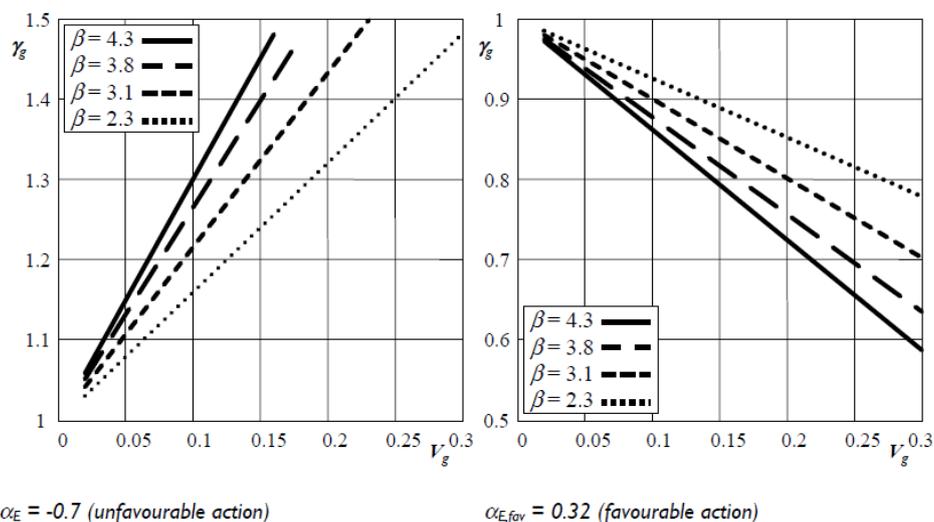


Fig 6.7-3 andamento del coefficiente di carico permanente al variare del coefficiente di variazione

6.7.3. Coefficienti parziali delle azioni variabili

Il valore di progettazione Q_d dell'effetto di azione variabile Q è definito dalla relazione generale (6.5-1). Il coefficiente parziale può essere ottenuto dalla seguente espressione:

$$\gamma_Q = \gamma_{Ed,Q} \cdot \gamma_q \quad (6.7-3)$$

Dove:

- $\gamma_{Ed,Q}$ indica il fattore che tiene conto dell'incertezza dell'effetto del carico
- γ_q è il coefficiente parziale che tiene conto della variabilità e delle incertezze relative alle azioni variabili agenti sulla struttura

Nella progettazione strutturale per un'azione variabile sfavorevole viene normalmente assunto $\gamma_{Ed,Q} = 1.12$.

Le azioni variabili favorevoli non sono considerate nelle verifiche strutturali.

Il coefficiente $\gamma_{Ed,Q}$ può essere ottenuto in maniera analitica utilizzando la procedura descritta nella sezione 4.2.3.1 del fib Bulletin 80.

Dato un livello di target reliability β e un periodo di riferimento t_{ref} il coefficiente parziale per il carico variabile γ_q viene ricavato dall'equazione:

$$\gamma_q = F_{q,t_{ref}}^{-1} [\Phi(-\alpha_E \beta), t_{ref}] / q_k \quad (6.7-3)$$

Dove $F_{q,t_{ref}}^{-1}$ è la funzione di distribuzione cumulativa inversa dei massimi valori del carico variabile durante il periodo di riferimento t_{ref} .

La distribuzione dei massimi del carico dovrebbe essere basata sullo stesso periodo di riferimento utilizzato per l'indice di affidabilità β (EN 1990: 2002).

È il progettista a scegliere un periodo di riferimento appropriato per la verifica dell'affidabilità. In casi comuni, EN 1990: 2002 consente l'approssimazione del fattore di sensibilità $\alpha_E = -0.7$ per l'azione variabile principale e di $\alpha_E = -0.28$ per un'azione variabile secondaria. Tuttavia, le misurazioni messe a disposizione dal bollettino possono portare a una riduzione delle incertezze relative alla resistenza ed agli effetti dell'azione permanente valutate per le strutture esistenti. Di conseguenza, i coefficienti di sensibilità per la resistenza e le azioni

permanenti diminuiscono e i valori assoluti del fattore di sensibilità per le azioni variabili aumentano. Quest'ultimo caso può essere trattato solo con un approccio completamente probabilistico e quindi non è stato considerato in questa sede.

In generale, il carico variabile dipende dalla componente time-variant $q_0(t)$ e dalla componente time-invariant.

Nella maggior parte dei casi è possibile ottenere i massimi del carico variabile relativi al t_{ref} come prodotto di entrambi i componenti:

$$q_{tref} = C_o \cdot \max_{tref}[q_0(t)] = C_o \cdot q_{0,tref}$$

Alcuni modelli probabilistici indicativi per le componenti time-invariant e time-variant dei carichi variabili sono riportati nella Tabella 6.7-4. I modelli sono basati su informazioni fornite da Sýkora et al. (2016) e von Scholten et al. (2004).

Supponendo la distribuzione di Gumbel per la componente a time-variant, la media di “ $q_{0,tref}$ ” è ottenuta dall'espressione:

$$\mu_{q_0,tref} = \mu_{q_0} + 0.78 \sigma_{q_0} \ln(t_{ref}/t_0)$$

Dove t_0 è il periodo di riferimento di base per $q_0(t)$ (ad esempio 1 anno per i carichi climatici, 5 anni per i carichi imposti)

La deviazione standard rimane la stessa, cioè $\sigma_{q_0} = \sigma_{q_0,tref}$.

Supponendo una distribuzione Gumbel per q_{tref} si ottengono i seguenti parametri:

$$\mu_{q,tref} = \mu_{co} \mu_{q_0,tref}$$

$$V_{q,tref} = \sqrt{V_{co}^2 + V_{q_0,tref}^2 + V_{co}^2 V_{q_0,tref}^2}$$

Dove : $V_{q_0,tref} = \sigma_{q_0}/\mu_{q_0,tref}$

Di conseguenza si può scrivere:

$$\gamma_q = (\mu_{q,tref}/q_k) \cdot \left(1 - V_{q,tref} (0.45 + 0.78 \ln(-\ln y(-\alpha_E \beta_t)))\right) \quad (6.7-3)$$

Dove q_k è il valore caratteristico applicato nella valutazione.

Considerando i modelli probabilistici riportati nella Tabella, i coefficienti parziali γ_q ottenuti dall'equazione (6.7-3) sono mostrati nei grafici che seguono per vari valori del coefficiente di variazione V_{q0} per $\alpha_E = -0.7$ e diversi valori di t_{ref} e di β .

X	Variable	Distr.	μ_X / X_k	V_X
C_{0W}	Time-invariant component of the wind action	LN	0.65 ⁷⁾	
v_b	Annual maxima of the basic wind velocity	LN ¹⁾	$\sim 1 / [1 - V_{vb}[0.45 + 0.78\ln(-\ln 0.98)]]$	0.3 ²⁾
W	Annual maxima of the basic wind pressure	Gumbel	$\sim (1 + V_{vb}^2) / [1 - V_{vb}[0.45 + 0.78\ln(-\ln 0.98)]]^2$	3)
C_{0S}	Time-invariant component of the snow load	LN	1	0.15 ⁶⁾
S	Annual maxima of snow load on the ground	Gumbel	$\sim 1 / [1 - V_S[0.45 + 0.78\ln(-\ln 0.98)]]$	2)
C_{0Qimp}	Uncertainty of the imposed load model	LN	1	0.1
Q_{imp}	5-year maxima of the imposed load (offices) ⁴⁾	Gumbel	0.2	1.1
C_{0T}	Time-invariant component of the traffic load on road bridges including load model unc. ⁵⁾	LN	1	0.1
T	Annual maxima of traffic load – road bridges ⁵⁾	Gumbel	0.7	0.075

1) Three-parameter lognormal distribution.

2) Should be based on meteorological data. Some indicative values of V_S : 0.6-0.7 (lowlands in the Czech Republic), 0.4-0.6 (mountains in the Czech Republic). Value of V_{vb} should always be based on local meteorological data since it is dependent on terrain roughness, orography and altitude.

3) $V_W \approx V_{vb} (4 - V_{vb}^2 + 6V_{vb}\omega_{vb})^{0.5} / (1 + V_{vb}^2)$ where ω denotes a sample skewness (in the case of insufficient data, Gumbel distribution may be assumed and $\omega_{vb} = 1.14$ may be used).

4) Assuming a sustained part of the imposed load is dominating over an intermittent part. For the sustained part of the imposed load in office buildings, the basic reference period of 5 years may be assumed (CEN 1996).

5) This model provides a conservative approximation in most cases and should be updated whenever local data are available. Note that $\mu_X / X_k \approx 0.55-0.85$ and $V_X \approx 0.03-0.15$ are reported for the annual maxima of traffic load on bridges (ARCHES 2009).

6) This value is based on JCSS PMC (2001). In Sanpaolesi (1999) some higher values combined with a positive bias are suggested. Further investigations are to be undertaken.

7) This value is based on JCSS PMC (2001).

Fig. 6.7-4 Azioni variabili per i diversi metodi probabilistici

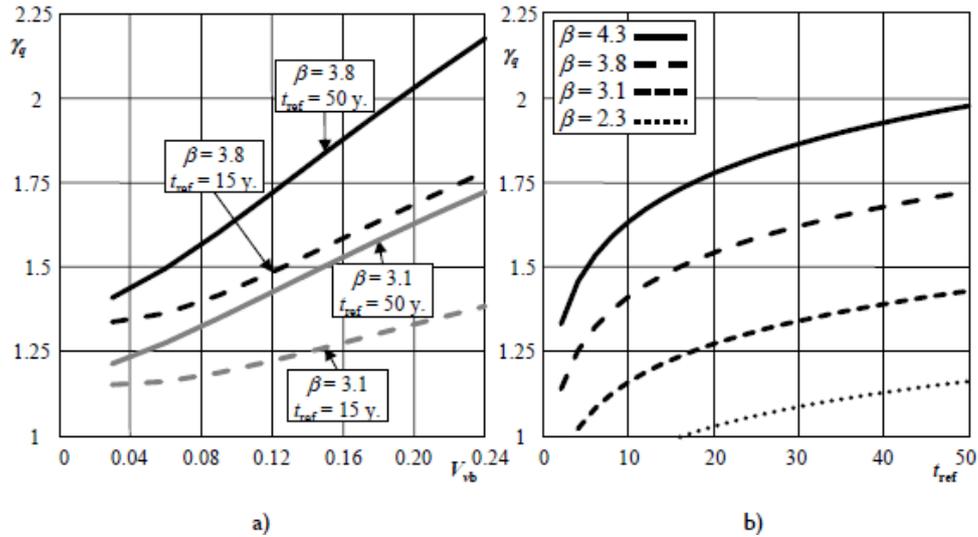


Fig 6.7-5 Variazioni dei coefficienti parziali γ_q per le azioni del vento

- a) Coefficiente di variazione dei massimi annuali dei valori della velocità del vento per $t_{ref} = 15$ o 50 anni
- b) Periodo di riferimento preso $V_{vb}=0.12$

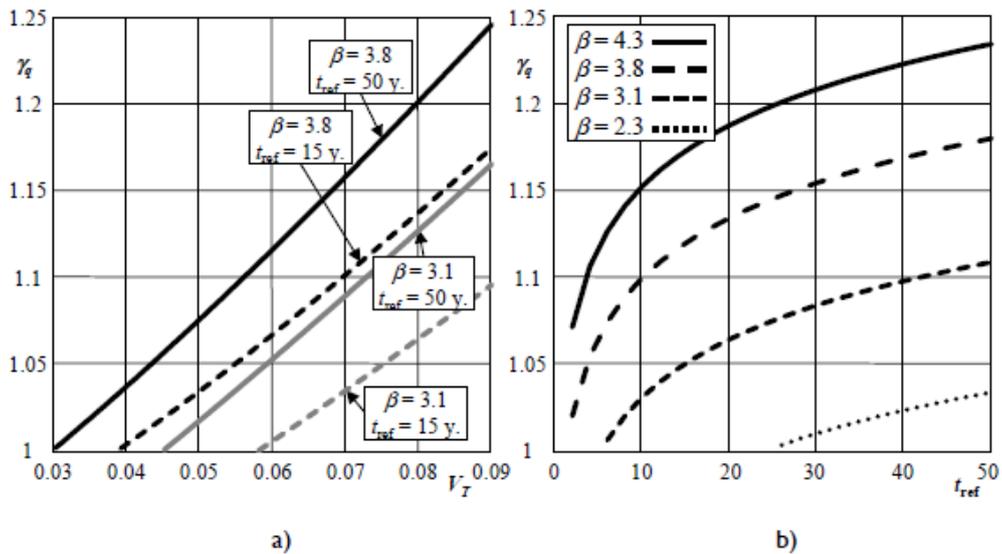


Fig 6.7-6 Variazioni dei coefficienti parziali γ_q per le azioni da traffico

- a) Coefficiente di variazione dei massimi annuali per $t_{ref} = 15$ o 50 anni
- b) Periodo di riferimento preso $V_T=0.12$

Non sono state prese in considerazioni le azioni della neve in quanto non presente nell'analisi dei ponti. Allo stesso modo i carichi imposti non sono stati presi in considerazioni perché riguardano strutture di civile abitazione

6.8. The adjusted partial factor method (APFM)

6.8.1. Coefficienti parziali dei materiali

In un approccio semplificato, i coefficienti parziali per le proprietà dei materiali nelle strutture esistenti possono essere determinati dall'equazione:

$$\gamma_x = w_\gamma \cdot \gamma_{x,new} \quad (6.8-1)$$

dove w_γ è un coefficiente correttivo e $\gamma_{x,new}$ è il coefficiente parziale per le nuove strutture presente negli Eurocodici. L'incertezza del modello può essere calcolata in base all'Eq:

$$\gamma_{Rd} = \gamma_{Rd1} \cdot \gamma_{Rd2} \quad (6.8-2)$$

Dove:

$$\gamma_{Rd1} = \frac{1}{1-0.32\beta V_{\theta,Rd1}} \quad (6.8-3)$$

$$\gamma_{Rd2} = \frac{1}{1-0.32\beta V_{\theta,Rd2}} \quad (6.8-4)$$

Nei casi comuni, è possibile assumere $\gamma_{Rd1} = 1,10$ $\gamma_{Rd2} = 1,10$ per la resistenza del calcestruzzo e $\gamma_{Rd1} = 1,025$ $\gamma_{Rd2} = 1,05$ per acciaio. In alternativa si può utilizzare l'espressione (6.5-8) per ottenerle analiticamente.

Alla luce delle espressioni definite precedentemente (6.5-2), (6.5-4) and (6.5-5), il coefficiente parziale per le proprietà dei materiali può essere calcolato con le espressioni che seguono per una variabile distribuita normale o per una variabile distribuita log-normale.

$$\gamma_M = \gamma_{Rd} \frac{1-1.645V_x}{1-\alpha_R\beta V_x} \quad \text{Normale}$$

$$\gamma_M = \gamma_{Rd} \frac{\exp(\mu_{\ln X} - 1.645V_x)}{\exp(\mu_{\ln X} - \alpha_R\beta V_x)} = \gamma_{Rd} \exp(\alpha_R\beta V_x - 1.645V_x) \quad \text{Log-normale}$$

Il valore rappresentativo della proprietà del materiale si riferisce a un valore caratteristico X_K (frattile al 5%). Il fattore di sensibilità $\alpha'_R = \alpha_R'' = \alpha_R$ è considerato invariante per strutture nuove o esistenti quando viene preso in considerazione l'aggiornamento delle informazioni

ottenute dai test. Inoltre, si presume che l'incertezza del modello non cambi considerevolmente se si considerano le strutture esistenti e la differenza è solo correlata a un cambiamento nel livello di affidabilità.

Il coefficiente di regolazione può essere calcolato come segue per la variabile normalmente distribuita:

$$w_Y = \frac{\gamma_{Rd}(\beta'')}{\gamma_{Rd}(\beta')} \cdot \frac{1 - \alpha_R \beta' V_x'}{1 - \alpha_R \beta'' V_x''} \cdot \frac{1 - 1.645 V_x''}{1 - 1.645 V_x'}$$

Considerando $V' = V''$ per una variabile distribuita log-normale si può scrivere:

$$w_Y = \frac{\gamma_{Rd}(\beta'')}{\gamma_{Rd}(\beta')} \cdot \exp\left(\alpha_R \beta' V_x' \left(\frac{\beta'' V_x''}{\beta' V_x'} - 1\right) - 1.645 V_x' \left(\frac{V_x''}{V_x'} - 1\right)\right) \quad (6.8-5)$$

Nel caso del ponte studiato è stata adottata una distribuzione log-normale per la resistenza a compressione del calcestruzzo e per la forza di snervamento dell'acciaio.

Il fattore di sensibilità scelto è $\alpha_R = 0,8$ seguendo quanto detto precedentemente.

Se non sono disponibili ulteriori informazioni in merito al coefficiente di variazione delle proprietà del materiale si può assumere $V_c' = 0.15$ per calcestruzzo e $V_s' = 0.05$ per l'acciaio. Questi coefficienti di variazione proposti sono coerenti con i valori comunemente assunti e si basano su una calibrazione spiegata nella sezione B.1 del fib Bulletin 80.

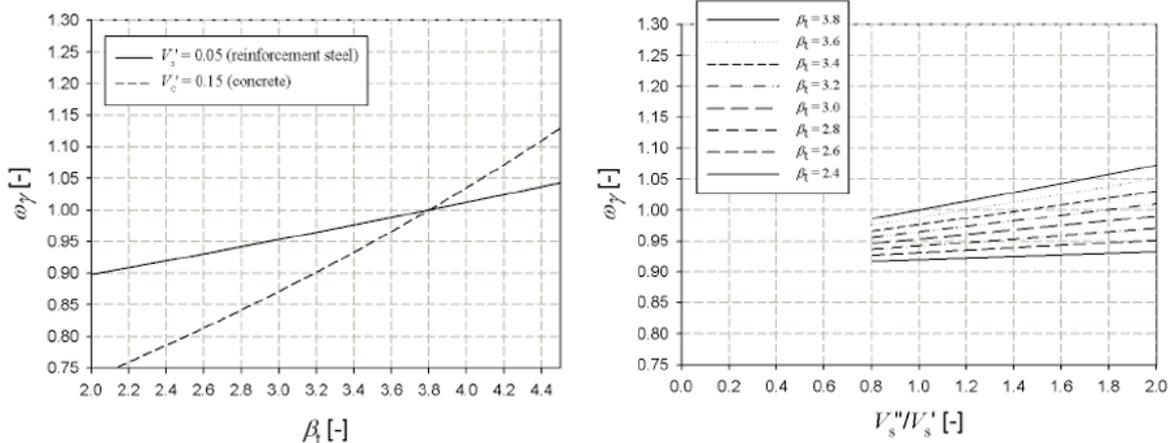


Fig sx 6.8-1) w_Y al variare dell'indice di affidabilità e fissati $\alpha_R = 0.8, \beta' = 3.8, V_x''/V_x' = 1$

Fig dx 6.8-2) w_Y al variare del rapporto V_s''/V_s' e fissati $X_{Rep} = X_k, \alpha_R = 0.8, \beta' = 3.8, V_s' = 0.05$ (acciaio)

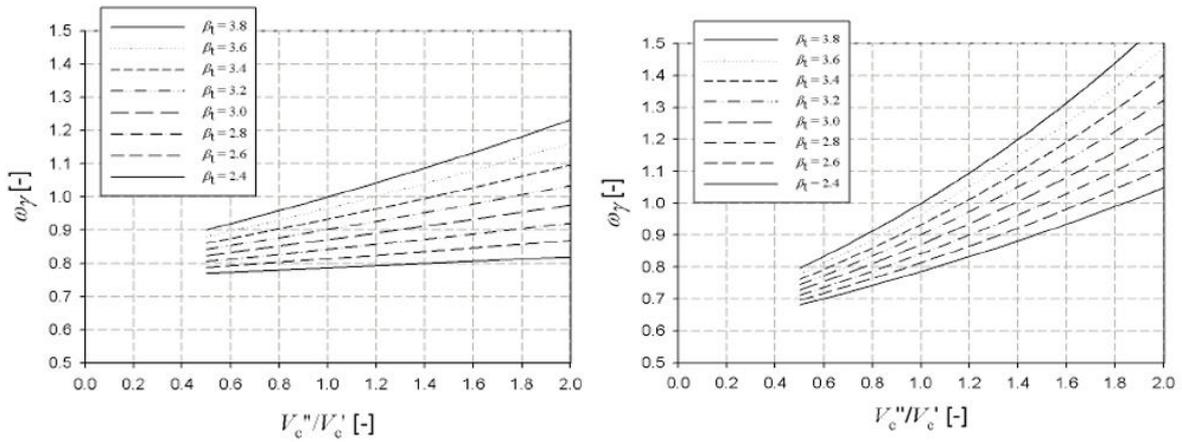


Fig sx 6.8-3) w_γ al variare del rapporto V''_c/V'_c e fissati $X_{Rep} = X_k$, $\alpha_R = 0.8$, $\beta' = 3.8$, $V'_c = 0.15$ (calcestruzzo)

Fig dx 6.8-4) w_γ al variare del rapporto V''_c/V'_c e fissati $X_{Rep} = X_m$, $\alpha_R = 0.8$, $\beta' = 3.8$, $V'_c = 0.15$ (acciaio)

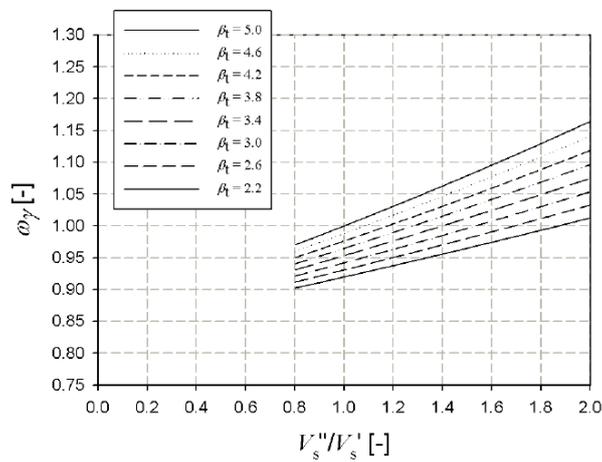


Fig 6.8-5) w_γ al variare del rapporto V''_s/V'_s e fissati $X_{Rep} = X_m$, $\alpha_R = 0.8$, $\beta' = 3.8$, $V'_s = 0.05$ (calcestruzzo)

6.8.2. Coefficienti parziali delle azioni permanenti

I coefficienti parziali per le azioni permanenti su strutture esistenti possono essere determinati a partire dall' equazione descritta nell'introduzione a tale metodologia. (6.8-1)

$$\gamma_G = w_\gamma \cdot \gamma_{G,new} \quad (6.8-6)$$

Dove

- w_γ è un coefficiente correttivo
- $\gamma_{G,new}$ è il coefficiente parziale per le azioni permanenti per nuove strutture fornite nel EN 1990.

Nei casi più comuni per le azioni permanenti si può assumere

$$\gamma_{Ed,G} = 1 - \alpha_E \beta V_{\theta,G} = 1 + 0.28 \beta \cdot 0.065 = 1 + 0,018\beta \quad (6.8-7)$$

Prendendo $V_{\theta,G} = 0,065$ basato su una calibrazione, come spiegato nella sezione B.2 dell'allegato B.

Il coefficiente parziale per l'azione sfavorevole può essere calcolato per una distribuzione normale della variabile tramite la seguente espressione

$$\gamma_g = \gamma_{Ed,g} (1 - \alpha_E \beta V_G) \quad (6.8-8)$$

Il coefficiente di correzione definito in precedenza viene definito come

$$w_\gamma = \frac{\gamma_{Ed,g}(\beta'')}{\gamma_{Ed,g}(\beta')} \cdot \frac{1 - \alpha_E \beta'' V''_G}{1 - \alpha_E \beta' V'_G} \quad (6.8-9)$$

I coefficienti di sensibilità $\alpha'_E = \alpha''_E = \alpha_E$ sono considerati invarianti.

Se c'è un'azione sfavorevole permanente, il fattore di sensibilità è $\alpha_E = -0,7$.

Se non sono disponibili ulteriori informazioni in merito al coefficiente di variazione delle azioni permanenti utilizzati per le nuove strutture, si può assumere $V'_G = 0.10$ (dettata da una calibrazione trattata nell'allegato B. del bollettino)

Senza tenere conto di ulteriori informazioni rispetto al coefficiente di variazione dell'azione permanente, cioè supponendo $V''_G = V'_G$ quindi $\beta'' = \beta_t$ si ottengono le seguenti curve.

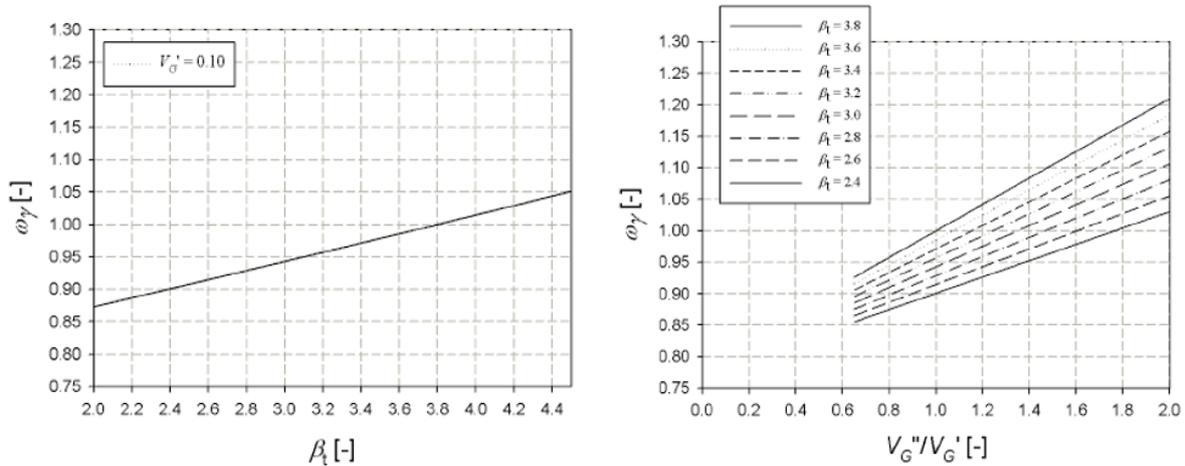


Fig. 6.8-6 w_γ al variare dell'indice di affidabilità e fissati $\alpha_R = -0.7, \beta' = 3.8, V''_G/V'_G = 1$

Fig. 6.8-7 w_γ al variare del rapporto V''_G/V'_G e fissati $\alpha_R = -0.7, \beta' = 3.8, V'_G = 0.1$

6.8.3. Coefficienti parziali delle azioni variabili

Per la regolazione dei coefficienti parziali rispetto alle azioni variabili possono essere utilizzati due metodi distinti che bisogna scegliere a dipendenza del caso in esame:

- Il metodo A: in tal caso vengono considerati dei valori caratteristici per le azioni riguardanti strutture nuove come specificato nell'Eurocodice insieme ad un coefficiente parziale rettificato per un dato valore dell'indice di affidabilità e del periodo di riferimento
- Il metodo B viene utilizzato per calcolare dei valori caratteristici per le azioni sulle strutture esistenti, tenendo conto del periodo di riferimento. In aggiunta viene utilizzato un coefficiente corretto per tenere in conto un valore alternativo dell'indice di affidabilità.

La differenza principale tra i due modelli sta nell'utilizzo del periodo di riferimento. Nel metodo A questo è incluso nel fattore di correzione, mentre nel metodo B è incorporato nella derivazione dei valori caratteristici alternativi per le azioni variabili.

Bisogna tenere in conto che l'approccio A fornisce dei fattori di regolazione dei coefficienti parziali che includono la correzione del carico caratteristico con il nuovo periodo di riferimento, con l'indice di affidabilità aggiustato e con il coefficiente di variazione.

In alcuni casi questo può portare a coefficienti parziali inferiori a 1,0 e l'utilizzo del metodo B può risultare la scelta migliore.

Il periodo di riferimento può essere uguale alla vita lavorativa rimanente del progetto.

Il coefficiente parziale per le azioni variabili può essere determinato come con le azioni permanenti:

$$\gamma_Q = w_\gamma \cdot \gamma_{Q,new} \quad (6.8-10)$$

Dove w_γ è un coefficiente di regolazione e $\gamma_{Q,new}$ è il coefficiente parziale per le azioni per le strutture nuove fornite negli Eurocodici.

In casi comuni si può assumere:

$$\gamma_{Ed,q} = 1 - \alpha_E 0.4\beta V_{\theta,Q} = 1 + 0.03\beta \quad (6.8-11)$$

prendendo $V_{\theta,Q} = 0.11$ $\alpha_E = -0.7$

Nel nostro caso si è utilizzato il metodo A perchè raccomandato nel caso in cui bisogna tenere in conto delle azioni da traffico.

6.8.3.1. Carichi imposti

Il coefficiente parziale per i carichi imposti può essere calcolato in base all'Eq (4.3-19) del *fib Bulletin 80* utilizzando una distribuzione di Gumbel per la variabile considerata.

Il valore rappresentativo del carico imposto si riferisce alla probabilità di superamento del 5% relativa ad un periodo di riferimento di 50 anni (CEN 1996).

$$\gamma_Q = \gamma_{Ed,Q} \frac{1 - V_{Qimp,50} \left[0.45 + 0.78 \ln \left(-\ln(\Phi(-\alpha_E \beta)) \right) \right]}{1 - V_{Qimp,50} \left[0.45 + 0.78 \ln(-\ln(0.95)) \right]}$$

Il coefficiente di regolazione (adjustment factor) può essere espresso da una distribuzione Gumbel della variabile

$$w_Y = \frac{\gamma_{Ed,Q}(\beta'')}{\gamma_{Ed,Q}(\beta')} \frac{1 + V''_{Qimp,50} \left[0.78 \ln \left(\frac{t'_{ref}}{5} \right) - 0.45 - 0.78 \ln \left(-\ln(\Phi(-\alpha_E \beta'')) \right) \right]}{1 + V'_{Qimp,50} \left[0.78 \ln \left(\frac{t'_{ref}}{5} \right) - 0.45 - 0.78 \ln \left(-\ln(\Phi(-\alpha_E \beta')) \right) \right]}$$

Con

$$V_{Qimp,5} = \frac{1}{\frac{1}{V_{Qimp,5}} - 0.78 \ln \left(\frac{t_{ref}}{5} \right)}$$

Di nuovo, il fattore di sensibilità $\alpha'_E = \alpha''_E = \alpha_E$ è considerato invariante.

Se esiste un'azione variabile dominante, il fattore di sensibilità $\alpha_E = -0,7$ e $\alpha_E = -0,28$ se esiste un'azione variabile non dominante.

Se non sono disponibili ulteriori informazioni in merito al coefficiente di variazione della variabile utilizzata per le nuove strutture e correlata al periodo di riferimento di 1 anno, si può assumere $V'_{Qimp,50} = 0.25$ (data da una calibrazione presente nel capB del bollettino) per una vita lavorativa di $t'_{ref} = 50$ anni

6.8.3.2. Carichi di vento e neve

Il carico del vento è un carico climatico che è funzione della velocità del vento alla seconda potenza:

$$W = C \cdot \frac{1}{2} \rho v^2$$

Ciò significa che, in base all'approssimazione di Taylor del primo ordine, il coefficiente di variazione del carico del vento è approssimativamente uguale a 2 volte la variazione della velocità del vento. In seguito, si presume che i coefficienti parziali siano applicati ai carichi del vento.

Poiché la relazione tra W e v è crescente monotamente e v è non negativa, un frattile di v con una certa probabilità di superamento (ad esempio 2% per un periodo di riferimento di $t_{ref}=1$) diventa un frattile di W con la stessa probabilità di superamento.

In situazioni comuni, il coefficiente di variazione delle velocità del vento estreme annuali è pari a circa 0,12. Ciò significa che il coefficiente di variazione per il carico del vento è circa $V_{Qclim,50} = 0,25$, che viene preso come valore generalizzato (JCSS PMC 2001).

Per una variabile distribuita Gumbel e considerando che il valore rappresentativo delle azioni climatiche si riferisce alla probabilità di superamento del 2% relativo a un periodo di riferimento di base di 1 anno (CEN 1996), il coefficiente parziale può essere calcolato secondo:

$$\gamma_Q = \gamma_{Ed,Q} \frac{1+V_{Qclim,1} \left[0.78 \ln(t_{ref}) - 0.45 - 0.78 \ln(-\ln(\phi(-\alpha_E \beta))) \right]}{1+V_{Qclim,1} \left[-0.45 - 0.78 \ln(-\ln(0.98)) \right]} \quad (6.8-12)$$

Il coefficiente di regolazione (*adjustment factor*) viene così calcolato

$$w_\gamma = \frac{\gamma_{Ed,Q}(\beta'')}{\gamma_{Ed,Q}(\beta')} \frac{1+V''_{Qclim,1} \left[0.78 \ln(t''_{ref}) - 0.45 - 0.78 \ln(-\ln(\phi(-\alpha_E \beta''))) \right]}{1+V'_{Qclim,1} \left[0.78 \ln(t'_{ref}) - 0.45 - 0.78 \ln(-\ln(\phi(-\alpha_E \beta'))) \right]} \quad (6.8-13)$$

Se esiste un'azione variabile dominante, il fattore di sensibilità $\alpha_E = -0,7$, altrimenti $\alpha_E = -0.28$ per un'azione variabile non dominante.

Per i carichi del vento è consigliato un valore di $V'_{Qclim,1} = 0.25$ generalizzato con $\beta' = 2.8$. Questo coefficiente di variazione proposto è coerente con valori comunemente assunti e si basa su una calibrazione, come spiegato nella sezione B.3.1.3 dell'allegato B del fib Bulletin 80.

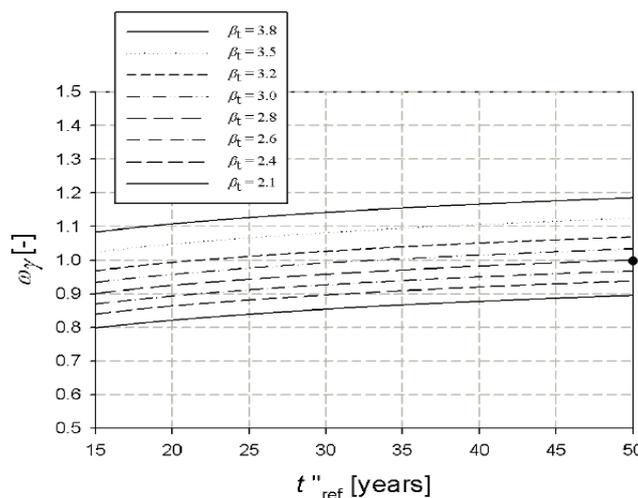


Fig.6.8-8 Variazione del coefficiente correttivo w_γ al variare del t''_{ref} fissati i parametri

$$\alpha_E = -0.7 \quad \beta' = 2.8 \quad V''_{Qclim,1} = V'_{Qclim,1} \text{ (distribuzione di Gumbel)}$$

6.8.3.3. Carichi di traffico

I carichi da traffico sono modellati da due variabili casuali, vale a dire la componente tempo-invariante e la componente tempo-variante.

Considerando le approssimazioni per γ_q basate sui modelli probabilistici per carichi da traffico fornite nel cap. 6.7., si ottiene la seguente equazione:

$$w_Y = \frac{\gamma_{Ed,Q}(\beta'')}{\gamma_{Ed,Q}(\beta')} \cdot \frac{\gamma_q(\beta'', t''_{ref})}{\gamma_q(\beta', t'_{ref})} \quad (6.8-14)$$

Con $\gamma_q(\beta, t'_{ref})$ dato dalla (6.8-15).

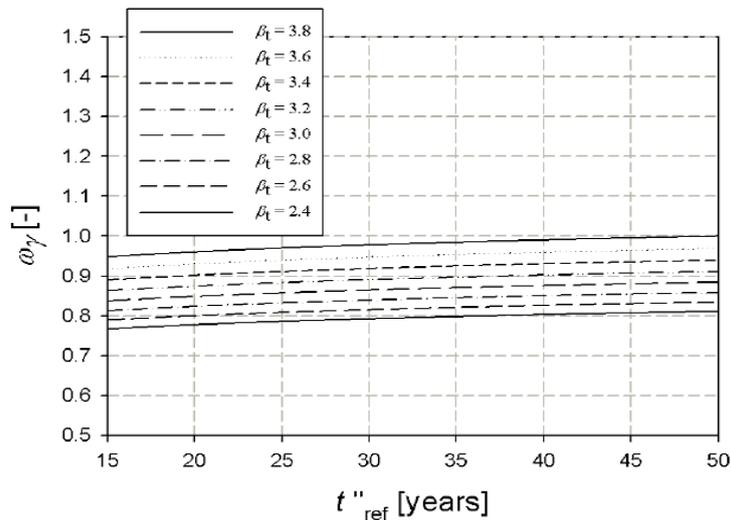


Fig. 6.8-9 Variazione del coefficiente correttivo w_Y al variare del t''_{ref} fissati i parametri

$$\alpha_E = -0.7 \quad \beta' = 3.8 \quad V''_{Qclim,1} = V'_{Qclim,1} \text{ (distribuzione di Gumbel)}$$

7. Applicazione del *fib* Bulletin 80 al caso del ponte in esame

Le verifiche fatte precedentemente sul ponte seguendo gli Eurocodici vengono riproposte utilizzando le metodologie APFM e DVM.

7.1. Calcolo dei nuovi coefficienti parziali

Partendo dallo studio fatto sul *fib* Bulletin 80, sono stati calcolati i nuovi coefficienti parziali da applicare al caso del ponte in esame ottenuti in base alle ipotesi relative alla struttura analizzata nell'anno corrente.

Dal progetto esecutivo storico risulta che la messa in opera del ponte sia avvenuta nell'anno 1990, quindi 28 anni fa.

Considerando due casi in cui la vita utile di progetto sia di 50 e 100 anni, si è verificato il ponte per un periodo di riferimento di:

$$t_{ref,1} = 50 - 28 = 22 \text{ anni}$$

$$t_{ref,2} = 100 - 28 = 72 \text{ anni}$$

A partire dalla lunghezza della nostra campata $S=120m$ e utilizzando quindi l'equazione (6.4-2), sono stati ricavati gli indici di affidabilità:

$$\underline{CC2}: \quad \beta_{ot}(t_{ref,1} = 22 \text{anni}) = 3.73 > 2.3$$

$$\beta_{ot}(t_{ref,2} = 72 \text{anni}) = 3.42 > 2.3$$

I coefficienti di variazione di partenza dei materiali, presi dal bollettino, sono:

$$V'_c = 0.15 \quad V'_s = 0.05$$

Non avendo a disposizione test reali da cui ricavare le informazioni sui materiali, sono stati ipotizzati dei rapporti tra i coefficienti di variazione della struttura esistente al giorno d'oggi e quella nuova.

Sono stati considerati i seguenti scenari:

- 0) $(V''/V')_c = 1$ $(V''/V')_s = 1$
- 1) $(V''/V')_c = 1.5$ $(V''/V')_s = 1.5$
- 2) $(V''/V')_c = 0.5$ $(V''/V')_s = 1.5$
- 3) $(V''/V')_c = 1.5$ $(V''/V')_s = 0.8$
- 4) $(V''/V')_c = 0.5$ $(V''/V')_s = 0.8$

V'' : coefficienti a posteriori della struttura esistente

V' : coefficienti a priori della struttura nuova

I valori medi delle resistenze dei materiali restano gli stessi assunti in progetto mentre i valori caratteristici dipendono dal coefficiente di variazione:

$$f_{cm} = f_{ck} \cdot \exp(1.645 \cdot V'_c) = 37 \cdot \exp(1.645 \cdot 0.15) = 47.4 \text{ MPa} \quad \text{calcestruzzo}$$

$$f_{cm} = f_{ck} \cdot \exp(1.645 \cdot V'_s) = 430 \cdot \exp(1.645 \cdot 0.05) = 466.9 \text{ MPa} \quad \text{acciaio}$$

$$f_{ck} = f_{cm} \cdot \exp(-1.645 \cdot V''_c) \quad \text{calcestruzzo}$$

$$f_{ck} = f_{cm} \cdot \exp(-1.645 \cdot V''_s) \quad \text{acciaio}$$

	SCENARIO 0		SCENARIO 1		SCENARIO 2		SCENARIO 3		SCENARIO 4	
MATERIAL	cls	acciaio								
V''	0.15	0.05	0.075	0.04	0.225	0.04	0.075	0.075	0.225	0.075
f_{cm}	47	467	47	467	47	467	47	467	47	467
f_{ck}	37	430	42	437	33	437	42	413	33	413

Tabella 7.1-1 resistenza caratteristica dei materiali

Andando ad applicare le relative formulazioni commentate al capitolo precedente e facendo un confronto con i grafici messi a disposizione nel bollettino sono stati ricavati i seguenti coefficienti di correzione:

Vita utile rimanente t_{ref} [y]	22		72		Riferimenti DVM	Riferimenti APFM	Assunzioni
	DVM	APFM	DVM	APFM			
γ_g	1.26	-	1.24	-	Fig. 6.7-3 Eq.6.5-6	-	$V_g = 0.1$
$\gamma_{q,Wind}$	1.53	-	1.63	-	Fig. 6.7-5 Eq.6.7-3	-	$V_{vb} = 0.12$
$\gamma_{q,Traffic}$	1.13	-	1.19	-	Fig.6.7-6 Eq.6.7-3	-	$V_T = 0.075$
$\gamma_{Ed,g}$	1.07	-	-	-	Cap 6.7.2	-	-
$\gamma_{Ed,q}$	1.12	-	-	-	Cap 6.7.3	-	-
ω_g	-	0.995	-	0.97	-	Fig. 6.8-6 Eq.6.8-9	$V'_g = V''_g = 0.1$
$\omega_{q,Wind}$	-	1.10	-	1.14	-	Fig. 6.8-8 Eq.6.8-13	$V'_{vb} = V''_{vb} = 0.12$
$\omega_{q,Traffic}$	-	0.96	-	1.00	-	Fig. 6.8-9 Eq.6.8-14	$V'_T = V''_T = 0.075$
γ_G	1.35	1.34	1.33	1.31	Eq.6.7-2	Eq.6.8-6	-
γ_P	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-	-
$\gamma_{Q,Wind}$	1.71	1.65	1.83	1.71	Eq.6.7-3	Eq.6.8-10	-
$\gamma_{Q,Traffic}$	1.27	1.29	1.33	1.35	Eq.6.7-3	Eq.6.8-10	-

Tab.7.1-2 coefficienti parziali per le azioni permanenti e variabili secondo APFM e DVM per $t_{ref} = 22$ e 72 anni

Vita utile rimanente t_{ref} [y]	22		72		Riferimenti DVM	Riferimenti APFM	Assunzioni
	DVM	APFM	DVM	APFM			
γ_c	1.22	-	1.18	-	Fig. 6.7-2	-	$V_c = 0.15$
γ_s	1.07	-	1.06	-	Fig. 6.7-2	-	$V_s = 0.05$
$\gamma_{Rd,c}$	1.21	-	1.21	-	cap. 6.7.1	-	-
$\gamma_{Rd,s}$	1.08	-	1.08	-	cap. 6.7.2	-	-
ω_c	-	0.99	-	0.96	-	Fig. 6.8-3 Eq.6.8-5	$V'_c = V''_c = 0.15$
ω_s	-	1.00	-	0.99	-	Fig. 6.8-2 Eq.6.8-5	$V'_s = V''_s = 0.05$
γ_C	1.48	1.49	1.43	1.43	Eq.6.7-1	Eq. 6.8-1	-
γ_S	1.15	1.15	1.14	1.13	Eq.6.7-1	Eq. 6.8-1	-

Tab. 7.1-3 coefficienti parziali dei materiali per SCEN 0 mediante APFM e DVM per $t_{ref} = 22$ e $t_{ref} = 72$

Vita utile rimanente t_{ref} [y]	22		72		Riferimenti DVM	Riferimenti APFM	Assunzioni
	DVM	APFM	DVM	APFM			
γ_c	1.11	-	1.09	-	Fig. 6.7-2	-	$V_c = 0.075$
γ_s	1.06	-	1.04	-	Fig. 6.7-2	-	$V_s = 0.04$
$\gamma_{Rd,c}$	1.21	-	1.21	-	cap. 6.7.1	-	-
$\gamma_{Rd,s}$	1.08	-	1.08	-	cap. 6.7.2	-	-
ω_c	-	0.90	-	0.88	-	Fig. 6.8-3 Eq.6.8-5	$V'_c=0.15; V''_c = 0.075$
ω_s	-	0.98	-	0.97	-	Fig. 6.8-2 Eq.6.8-5	$V'_s=0.05; V''_s = 0.04$
γ_C	1.34	1.35	1.31	1.32	Eq.6.7-1	Eq. 6.8-1	-
γ_S	1.14	1.13	1.12	1.12	Eq.6.7-1	Eq. 6.8-1	-

Tab. 7.1-4 coefficienti parziali dei materiali per SCEN 1 mediante APFM e DVM per $t_{ref} = 22$ e $t_{ref} = 72$

Vita utile rimanente t_{ref} [y]	22		72		Riferimenti DVM	Riferimenti APFM	Assunzioni
	DVM	APFM	DVM	APFM			
γ_c	1.35	-	1.28	-	Fig. 6.7-2	-	$V_c = 0.225$
γ_s	1.06	-	1.04	-	Fig. 6.7-2	-	$V_s = 0.04$
$\gamma_{Rd,c}$	1.21	-	1.21	-	cap. 6.7.1	-	-
$\gamma_{Rd,s}$	1.08	-	1.08	-	cap. 6.7.2	-	-
ω_c	-	1.10	-	1.04	-	Fig. 6.8-3 Eq.6.8-5	$V'_c=0.15; V''_c = 0.225$
ω_s	-	0.98	-	0.97	-	Fig. 6.8-2 Eq.6.8-5	$V'_s=0.05; V''_s = 0.04$
γ_C	1.64	1.65	1.55	1.56	Eq.6.7-1	Eq. 6.8-1	-
γ_S	1.14	1.13	1.12	1.12	Eq.6.7-1	Eq. 6.8-1	-

Tab. 7.1-5 coefficienti parziali dei materiali per SCEN 2 mediante APFM e DVM per $t_{ref} = 22$ e $t_{ref} = 72$

Vita utile rimanente t_{ref} [y]	22		72		Riferimenti DVM	Riferimenti APFM	Assunzioni
	DVM	APFM	DVM	APFM			
γ_c	1.11	-	1.09	-	Fig. 6.7-2	-	$V_c = 0.075$
γ_s	1.11	-	1.09	-	Fig. 6.7-2	-	$V_s = 0.075$
$\gamma_{Rd,c}$	1.21	-	1.21	-	cap. 6.7.1	-	-
$\gamma_{Rd,s}$	1.08	-	1.08	-	cap. 6.7.2	-	-
ω_c	-	0.90	-	0.88	-	Fig. 6.8-3 Eq.6.8-5	$V'_c=0.15; V''_c = 0.075$
ω_s	-	1.03	-	1.01	-	Fig. 6.8-2 Eq.6.8-5	$V'_s=0.05; V''_s = 0.075$
γ_C	1.34	1.35	1.31	1.32	Eq.6.7-1	Eq. 6.8-1	-
γ_S	1.19	1.19	1.17	1.16	Eq.6.7-1	Eq. 6.8-1	-

Tab. 7.1-6 coefficienti parziali dei materiali per SCEN 3 mediante APFM e DVM per $t_{ref} = 22$ e $t_{ref} = 72$

Vita utile rimanente t_{ref} [y]	22		72		Riferimenti DVM	Riferimenti APFM	Assunzioni
	DVM	APFM	DVM	APFM			
γ_c	1.35	-	1.28	-	Fig. 6.7-2	-	$V_c = 0.225$
γ_s	1.11	-	1.09	-	Fig. 6.7-2	-	$V_s = 0.075$
$\gamma_{Rd,c}$	1.21	-	1.21	-	cap. 6.7.1	-	-
$\gamma_{Rd,s}$	1.08	-	1.08	-	cap. 6.7.2	-	-
ω_c	-	1.10	-	1.04	-	Fig. 6.8-3 Eq.6.8-5	$V'_c = 0.15; V''_c = 0.225$
ω_s	-	1.03	-	1.01	-	Fig. 6.8-2 Eq.6.8-5	$V'_s = 0.05; V''_s = 0.075$
γ_C	1.64	1.65	1.55	1.56	Eq.6.7-1	Eq. 6.8-1	-
γ_S	1.19	1.19	1.17	1.16	Eq.6.7-1	Eq. 6.8-1	-

Tab. 7.1-7 coefficienti parziali dei materiali per SCEN 4 mediante APFM e DVM per $t_{ref} = 22$ e $t_{ref} = 72$

Come si evince dalle tabelle, i valori dei coefficienti parziali per le azioni permanenti, passando dall'analisi a 22 anni a quella a 72, presentano un andamento decrescente.

Al contrario, i coefficienti parziali per le azioni variabili (vento, traffico) presentano un andamento crescente con il tempo.

Per quanto riguarda i coefficienti correttivi relativi ai materiali vediamo anche un andamento decrescente nel tempo. Nelle verifiche tali coefficienti compaiono al denominatore quindi un valore più grande denota una resistenza caratteristica di progetto minore.

Si fa notare che il bollettino presenta delle lacune riguardo al calcolo dei coefficienti parziali relativi ai cedimenti, azioni termiche e precompressione. Per tale motivo, i coefficienti parziali utilizzati per tali azioni sono stati rimpiazzati da quelli presenti nell'Eurocodice.

7.2. Verifiche dell'impalcato

Ricavati i nuovi coefficienti parziali, allo stesso modo in cui sono state trattate per l'Eurocodice nei capitoli precedenti, sono state condotte le nuove verifiche a pressoflessione e taglio a stato limite ultimo.

7.2.1. Combinazione delle azioni analizzate a SLU

Seguendo quanto riportato nel cap. 5.2 per l'Eurocodice, sono stati ricavati gli involuppi delle combinazioni delle azioni presenti ad oggi ($t=28$ anni) e a fine vita considerando dei coefficienti parziali corrispondenti a t_{ref} di 22 e 72 anni. Questo è stato fatto per entrambe le metodologie proposte dal bollettino, DVM e APFM. Si sono ottenute le seguenti sollecitazioni:

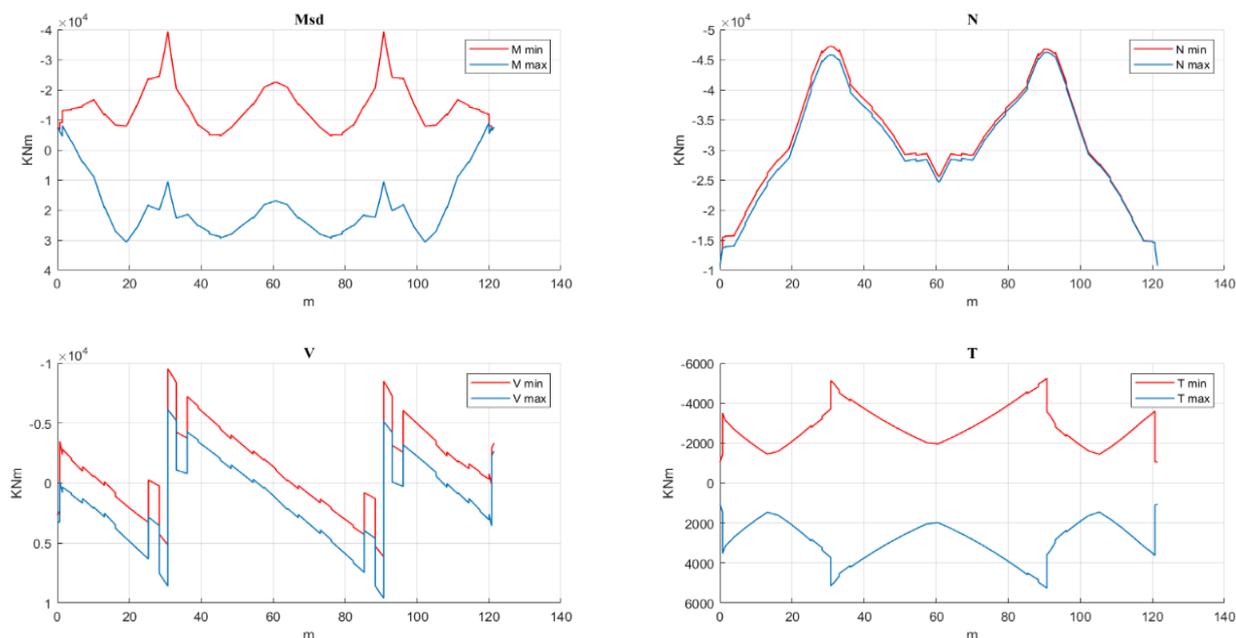


Fig. 7.2-1 Involuppo-APFM $t = 28$ $t_{ref} = 22$ anni

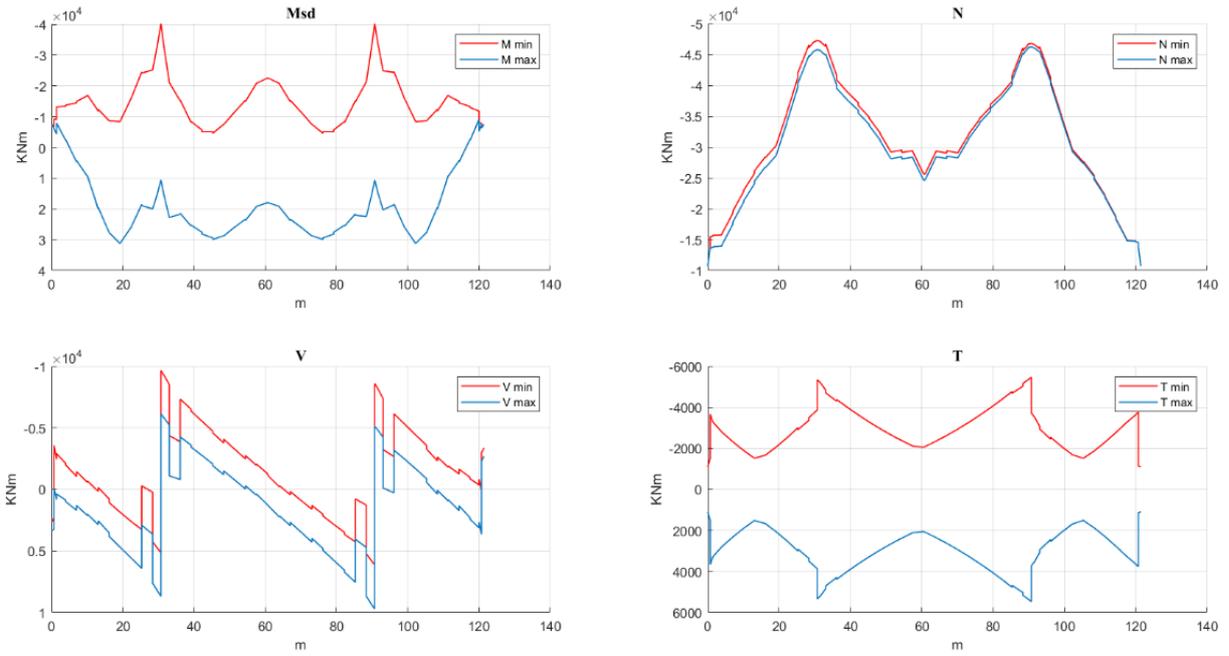


Fig. 7.2-2 Inviluppo-APFM $t = 28 t_{ref} = 72$ anni

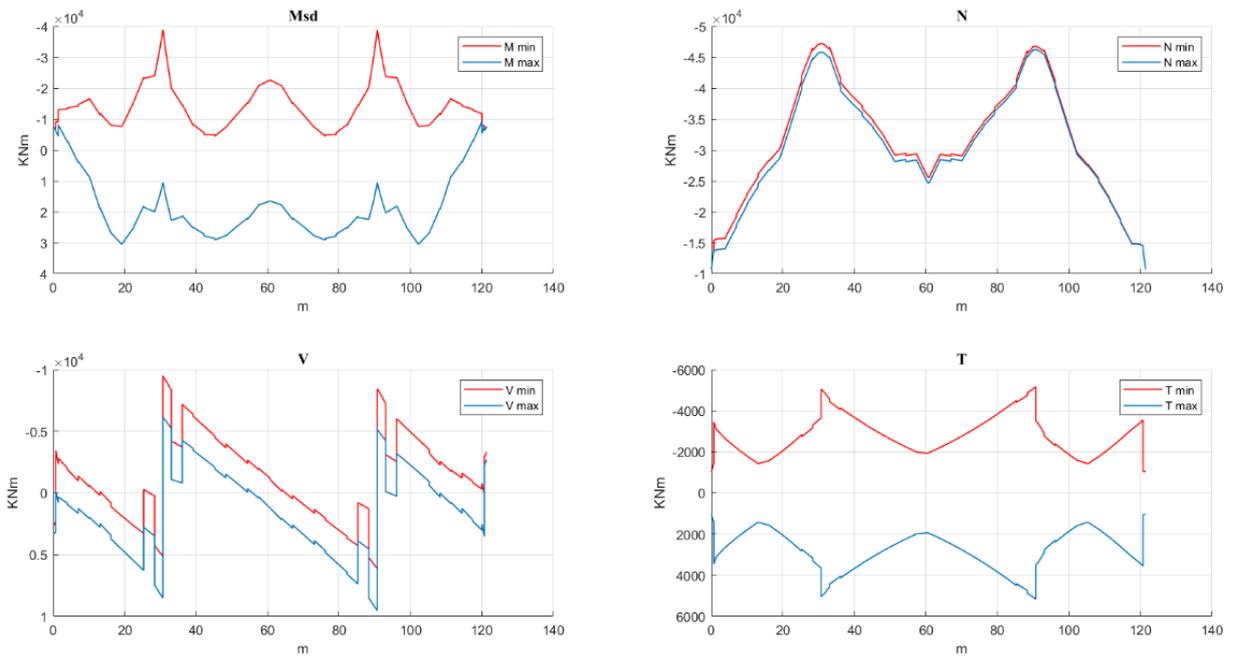


Fig. 7.2-3 Inviluppo-DVM $t = 28 t_{ref} = 22$ anni

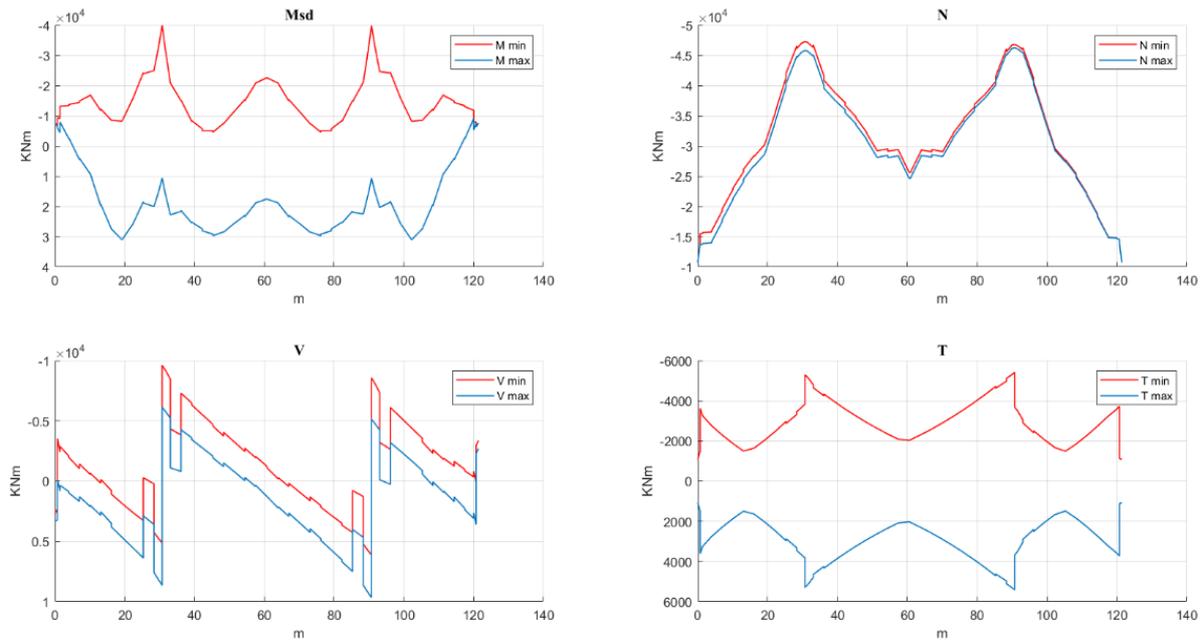


Fig. 7.2-4 Involuppo-DVM $t = 28$ $t_{ref} = 72$ anni

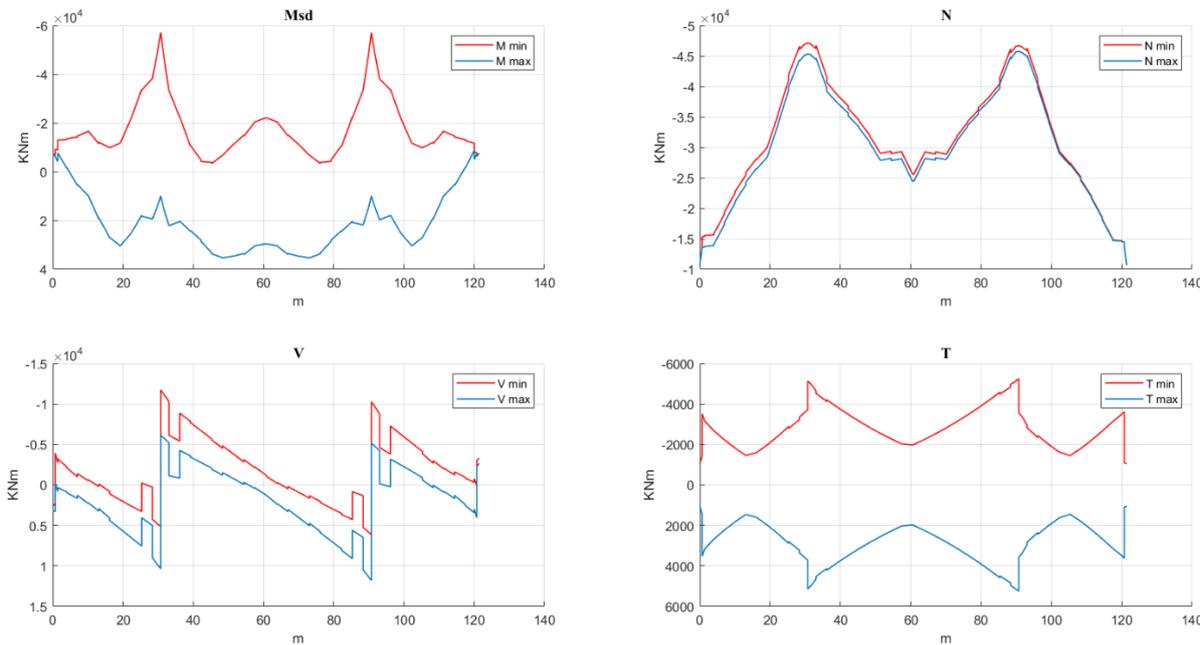


Fig. 7.2-5 Involuppo-APFM $t = 50$ $t_{ref} = 22$ anni

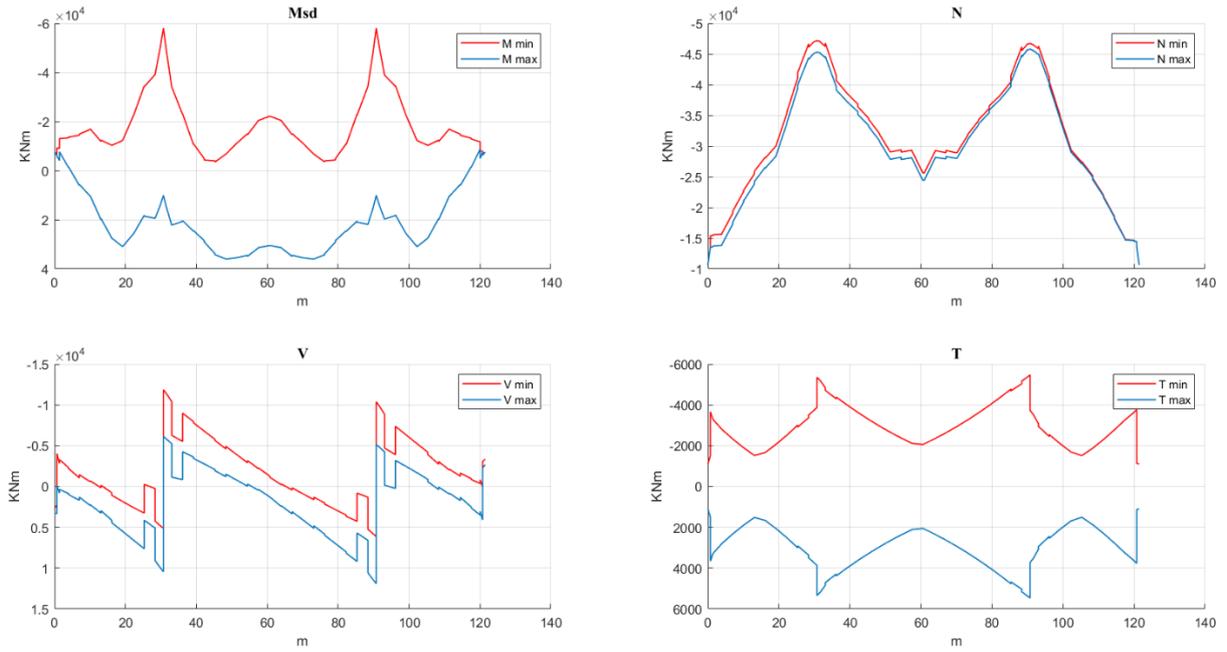


Fig. 7.2-6 Involuppo-APFM $t = 100$ $t_{ref} = 72$ anni

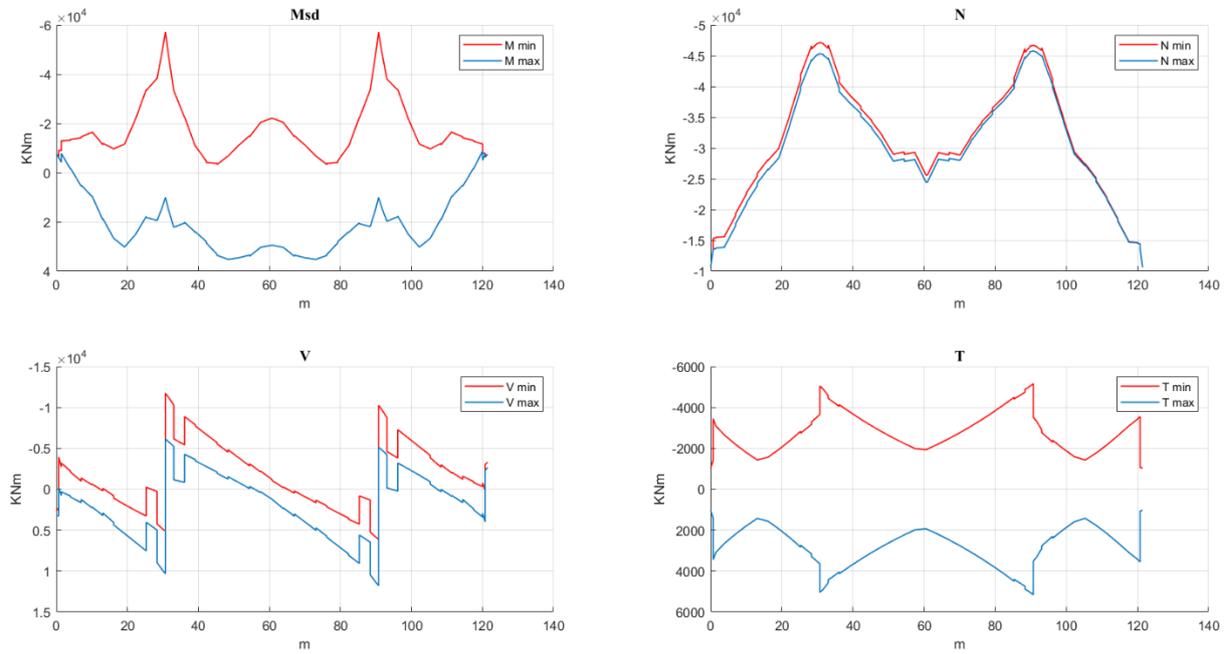


Fig. 7.2-7 Involuppo-DVM $t = 50$ $t_{ref} = 22$ anni

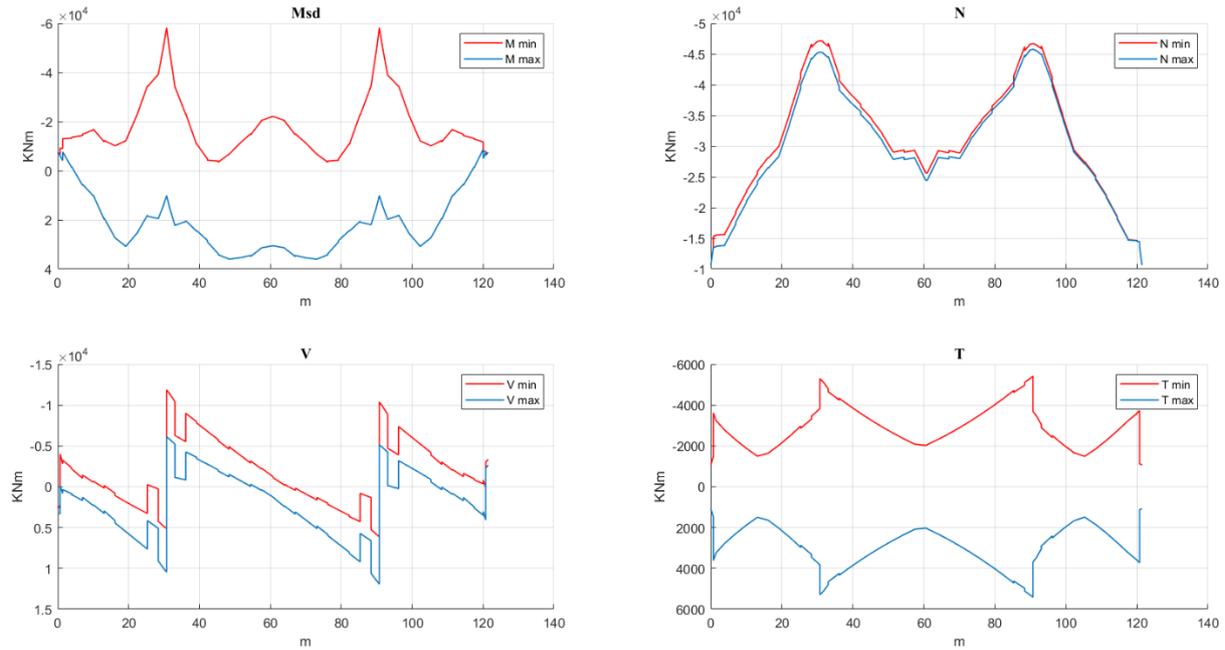


Fig. 7.2-8 Involuppo-DVM $t = 100$ $t_{ref} = 72$ anni

7.2.2. Verifica a SLU per pressoflessione

Seguendo quanto riportato nel cap.5.5, sono state condotte le verifiche a pressoflessione tramite il software VcaSlu. Nel form del programma sono stati tarati i parametri e i coefficienti dei materiali con i valori ricavati per le metodologie APFM e DVM per i diversi scenari ipotizzati per i materiali (cap 7.1). I domini di resistenza e le sollecitazioni agenti sono stati riportati nell'ALLEGATO 3. Da quest'ultimo si evince che le verifiche vengono soddisfatte per entrambe le metodologie e per i tempi di riferimento considerati.

7.2.3. Verifiche a SLU Taglio e torsione

Seguendo quanto riportato nel cap.5.7 sono state condotte le verifiche a taglio e torsione per le sollecitazioni a SLU ricavate per le due metodologie. Le equazioni che governano il fenomeno sono dipendenti dalla resistenza del calcestruzzo e dell'acciaio che cambiano a dipendenza dei valori ottenuti dai test sui materiali descritti dagli scenari ipotizzati (cap 7.1).

Le verifiche effettuate sono:

$t=28$ anni $t=50$ anni e $t_{ref} = 22$ anni con la APFM e per lo scenario 1

$t=28$ anni $t=100$ anni e $t_{ref} = 72$ anni con la APFM e per lo scenario 1

$t=28$ anni $t=50$ anni e $t_{ref} = 22$ anni con la APFM e per lo scenario 4

$t=28$ anni $t=100$ anni e $t_{ref} = 72$ anni con la APFM e per lo scenario 4

$t=28$ anni $t=50$ anni e $t_{ref} = 22$ anni con la DVM e per lo scenario 1

$t=28$ anni $t=100$ anni e $t_{ref} = 72$ anni con la DVM e per lo scenario 1

$t=28$ anni $t=50$ anni e $t_{ref} = 22$ anni con la DVM e per lo scenario 4

$t=28$ anni $t=100$ anni e $t_{ref} = 72$ anni con la DVM e per lo scenario 4

Le verifiche risultano soddisfatte per tutti i casi considerati. Vediamo come la resistenza offerta lato acciaio e calcestruzzo diminuisca passando dallo scenario 1, ottenuto per risultati dei test positivi, allo scenario 4 ottenuto ipotizzando risultati negativi sui materiali.

I grafici sono riportati nell'ALLEGATO 5.

7.2.4. Verifiche a SLE

Le combinazioni per lo stato limite di esercizio, non essendo funzioni dei coefficienti parziali di sicurezza γ , ma solamente dei coefficienti ψ , sono le medesime di quelle trattate nel cap 5.3. Cambiano invece i limiti per cui sono soddisfatte tali verifiche perché dipendenti dalla resistenza caratteristica del materiale che è funzione dello scenario ipotizzato. La resistenza minima è offerta dallo scenario 4 per il quale otteniamo:

$$0.6 \cdot f_{ck} = 0.6 \cdot 33 = 19,8 \text{ MPa} \text{ limite per combinazione RARA}$$

$$0.45 \cdot f_{ck} = 0.45 \cdot 33 = 14,85 \text{ MPa} \text{ limite per combinazione QUASI PERMANENTE}$$

Per la combinazione rara si è ottenuto un valore massimo di 12.5 MPa quindi minore del limite ottenuto (verifica soddisfatta).

Per la combinazione quasi permanente invece un valore massimo di 10.2 MPa quindi minore del limite ottenuto (verifica soddisfatta).

8. Confronto tra Eurocodice e fib Bulletin 80

Per mettere in luce le differenze riscontrate tra le metodologie utilizzate, sono stati messi a confronto i domini ottenuti al tempo di riferimento 22 e 72 anni per APFM e DVM con quello derivante dallo studio con Eurocodici. In questo confronto sono stati riportati gli scenari 1 e 4 considerati per le ipotesi fatte sui materiali.

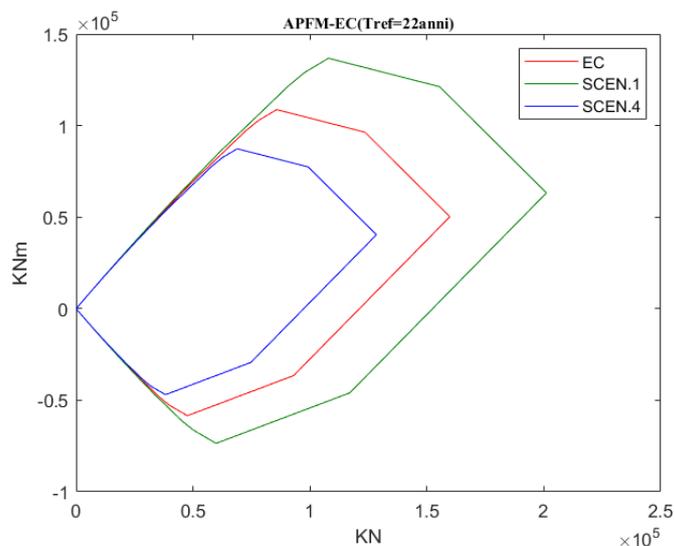


Fig. 8-1 confronto tra domini EC e APFM per lo SCENARIO 4 e 1 e per $t_{ref}=22$ anni

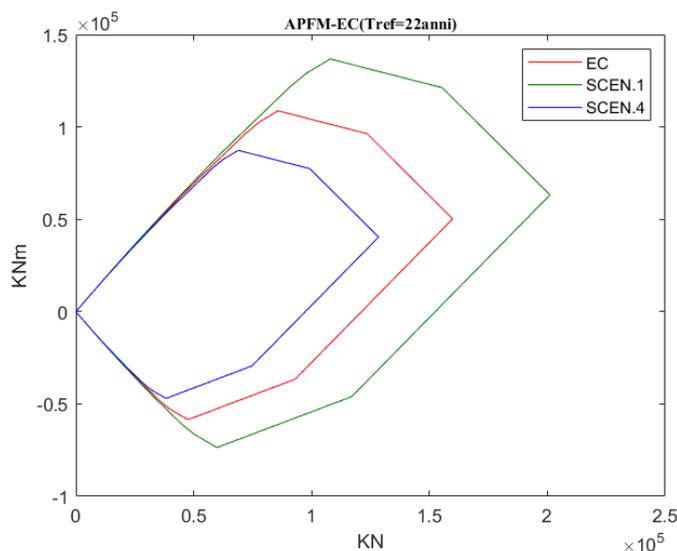


Fig. 8-2 confronto tra domini EC e DVM per lo SCENARIO 4 e 1 e per $t_{ref}=22$ anni

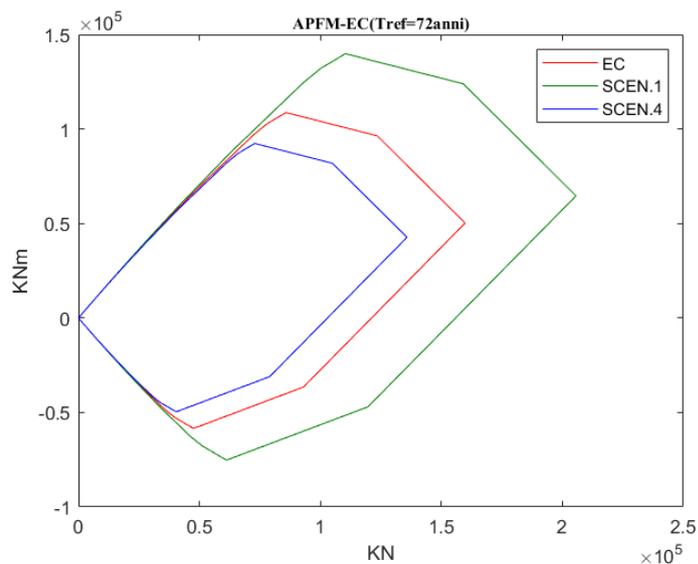


Fig. 8-3 confronto tra domini EC e APFM per lo SCENARIO 4 e 1 e per $t_{ref}=72$ anni

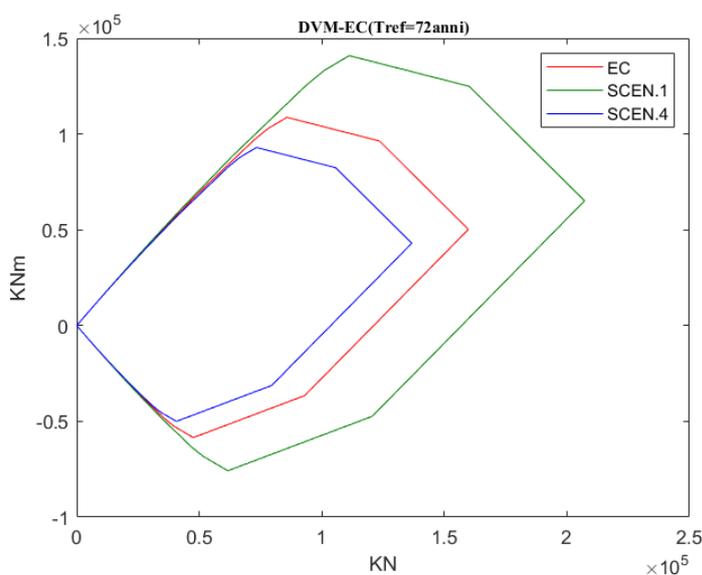


Fig. 8-4 confronto tra domini EC e DVM per lo SCENARIO 4 e 1 e per $t_{ref}=72$ anni

Si può notare che i domini di resistenza ottenuti per le metodologie DVM e APFM risultino, per entrambi i tempi ipotizzati e nel caso di scenario 4, più piccoli di quelli ottenuti seguendo l'EC. Questo è dovuto al risultato negativo ottenuto dai test sui materiali ipotizzato per tale scenario. Al contrario, nel caso dello scenario 1, ottenuto ipotizzando risultati dei test positivi, otteniamo un dominio ben più grande e quindi capace di offrire una resistenza ultima del materiale maggiore. Gli scenari 0,2,3 riguardanti i materiali non sono stati considerati per il confronto perché l'area del loro dominio è compresa tra quella dell'1 e 4 che costituiscono le condizioni limite fra i casi studiati.

Sono stati poi messi a confronto i risultati dei coefficienti parziali dei materiali e delle azioni agenti per le diverse metodologie analizzate.

Vita utile rimanente t_{ref} [y]	22			72		
	DVM	APFM	EC	DVM	APFM	EC
γ_g	1.26	-	-	1.24	-	-
$\gamma_{q,Wind}$	1.53	-	-	1.63	-	-
$\gamma_{q,Traffic}$	1.13	-	-	1.19	-	-
$\gamma_{Ed,g}$	1.07	-	-	-	-	-
$\gamma_{Ed,q}$	1.12	-	-	-	-	-
ω_g	-	0.995	-	-	0.97	-
$\omega_{q,Wind}$	-	1.10	-	-	1.14	-
$\omega_{q,Traffic}$	-	0.96	-	-	1.00	-
γ_G	1.35	1.34	1.35	1.33	1.31	1.35
γ_P	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
$\gamma_{Q,Wind}$	1.71	1.65	1.5	1.83	1.71	1.5
$\gamma_{Q,Traffic}$	1.27	1.29	1.35	1.33	1.35	1.35

Tab. 8-1 confronto tra i coefficienti parziali per azioni variabili e permanenti secondo EC, DVM, APFM

Vita utile rimanente t_{ref} [y]	22			72		
	DVM	APFM	EC	DVM	APFM	EC
γ_c	1.11	-	-	1.09	-	-
γ_s	1.06	-	-	1.04	-	-
$\gamma_{Rd,c}$	1.21	-	-	1.21	-	-
$\gamma_{Rd,s}$	1.08	-	-	1.08	-	-
ω_c	-	0.90	-	-	0.88	-
ω_s	-	0.98	-	-	0.97	-
γ_C	1.34	1.35	1.5	1.31	1.32	1.5
γ_S	1.14	1.13	1.15	1.12	1.12	1.15

Tab. 8-2 confronto tra i coefficienti parziali per i materiali secondo EC, DVM, APFM per lo SCENARIO 1

Vita utile rimanente t_{ref} [y]	22			72		
	DVM	APFM	EC	DVM	APFM	EC
γ_c	1.35	-	-	1.28	-	-
γ_s	1.11	-	-	1.09	-	-
$\gamma_{Rd,c}$	1.21	-	-	1.21	-	-
$\gamma_{Rd,s}$	1.08	-	-	1.08	-	-
ω_c	-	1.10	-	-	1.04	-
ω_s	-	1.03	-	-	1.01	-
γ_C	1.64	1.65	1.5	1.55	1.56	1.5
γ_S	1.19	1.19	1.15	1.17	1.16	1.15

Tab. 8-3 confronto tra i coefficienti parziali per i materiali secondo EC, DVM, APFM per lo SCENARIO 4

Si può notare come i coefficienti parziali derivanti dallo studio con APFM e DVM a differenza di quelli ricavati dall'EC cambiano e lo fanno in funzione del tempo di riferimento e dai risultati dei test sui materiali.

La distribuzione probabilistica per il calcolo dei coefficienti relativi ai permanenti e ai materiali dipende solo dal livello di affidabilità β e non dalla variabile tempo. Al contrario, la distribuzione probabilistica per la determinazione dei coefficienti relativi ai variabili dipende sia da β che dal periodo di riferimento, ecco perché con il tempo vediamo una variazione più marcata.

La APFM a differenza della DVM risulta compatibile con l'Eurocodice quindi si potrebbe risalire agli stessi valori con le medesime ipotesi di partenza (indice di affidabilità e tempo di riferimento). Nel fib Bulletin 80 viene fatto notare che nel caso si volesse ottenere lo stesso valore dell'Eurocodice per l'azione del vento utilizzando la APFM, si deve utilizzare un valore di correzione $\beta' = \beta_{t,new} - 1$.

La DVM è consigliata per l'analisi di strutture complesse che richiederebbero costi di aggiornamento elevati. Si va a tenere in conto di più informazioni che potrebbero portare alla determinazione di un indice di affidabilità ottimale anche dal punto di vista economico.

Per confrontare i valori dati dalle combinazioni a SLU per le azioni agenti è stata bloccata l'analisi a fasi fatta per l'Eurocodice anziché a 50 anni a 28 anni. In questo modo, i fenomeni a lungo termine, sono valutati per un arco di tempo comune a tutte le metodologie.

Vengono quindi riportati gli involuপি massimi e minimi delle sollecitazioni a $t=28$ anni per l'EC e per le due metodologie APFM e DVM con $t_{ref} = 22$ e 72 anni.

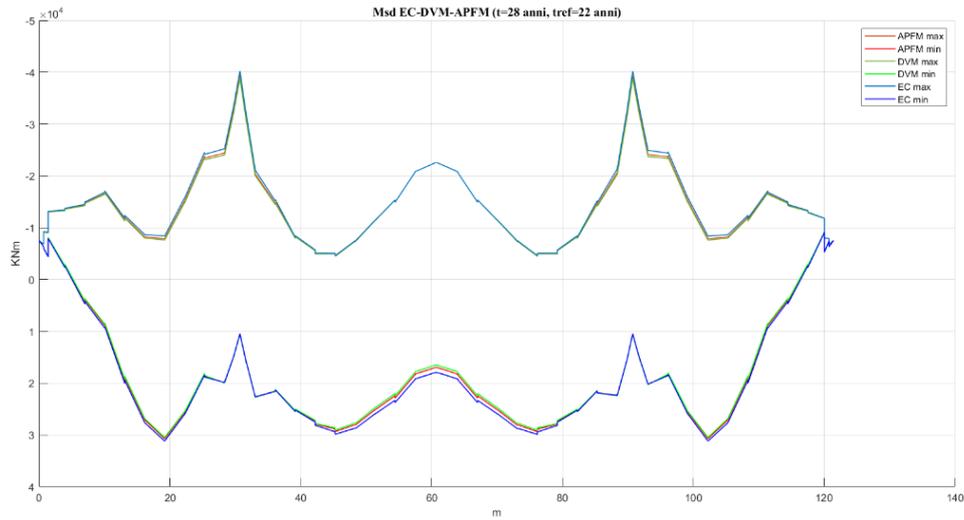


Fig. 8-8.1 involuপি del momento sollecitante secondo EC, DVM, APFM a $t=28$ anni $t_{ref} = 22$ anni

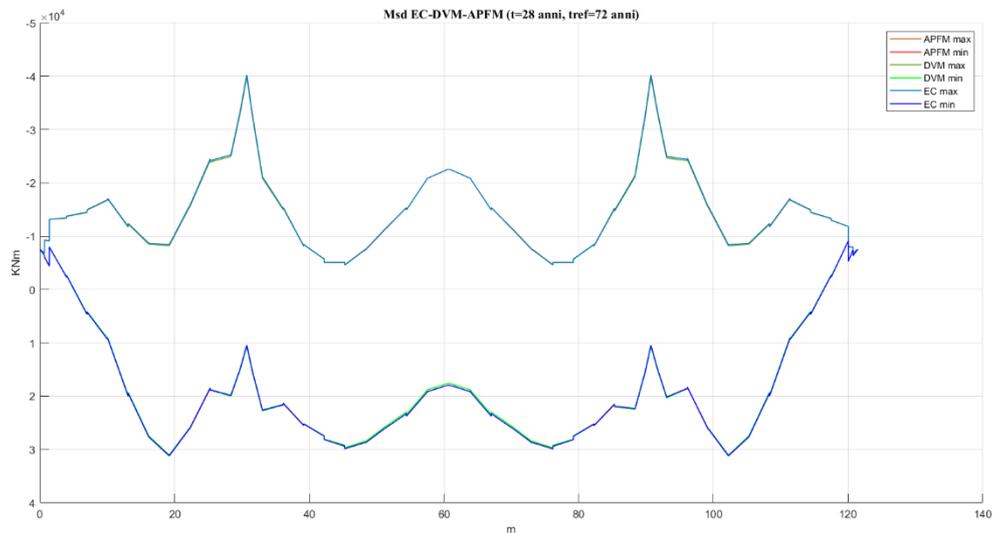


Fig. 8-8.2 involuপি del momento sollecitante secondo EC, DVM, APFM a $t=28$ anni $t_{ref} = 72$ anni

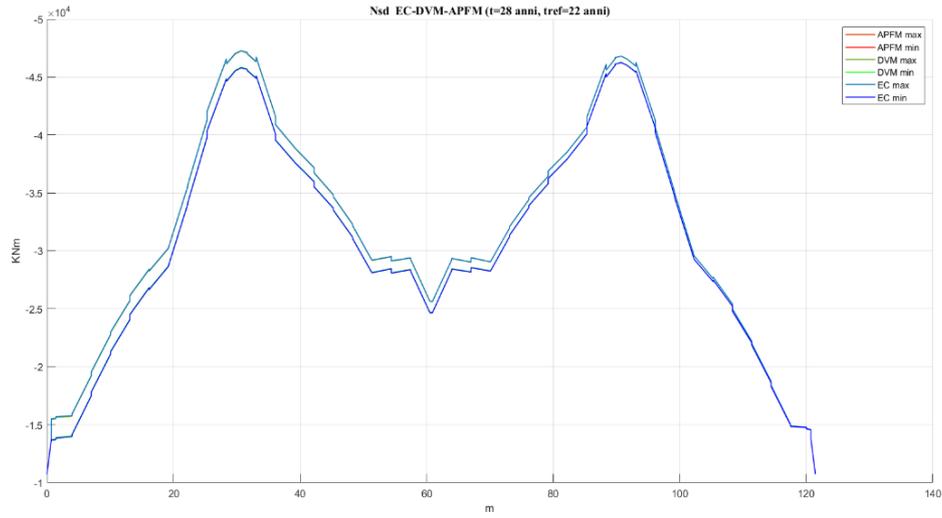


Fig. 8-9.1 involucro sforzo normale secondo EC, DVM, APFM a $t=28$ anni $t_{ref} = 22$ anni

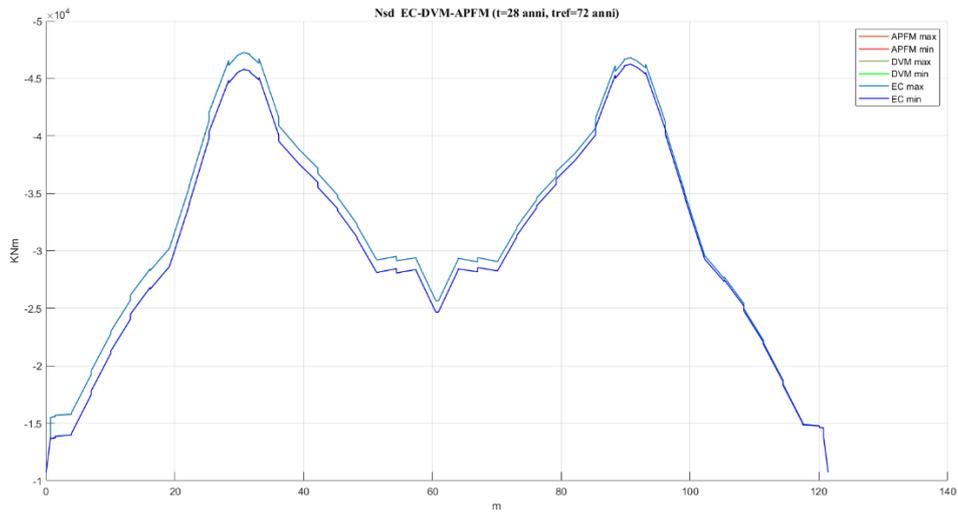


Fig. 8-9.2 involucro sforzo normale secondo EC, DVM, APFM a $t=28$ anni $t_{ref} = 72$ anni

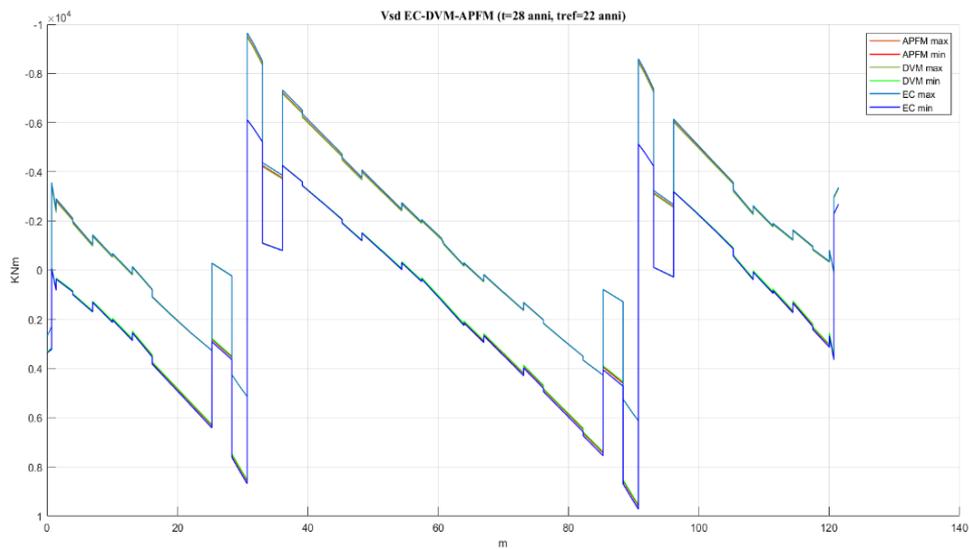


Fig. 8-10.1 involucro taglio secondo EC, DVM, APFM a $t=28$ anni $t_{ref} = 22$ anni

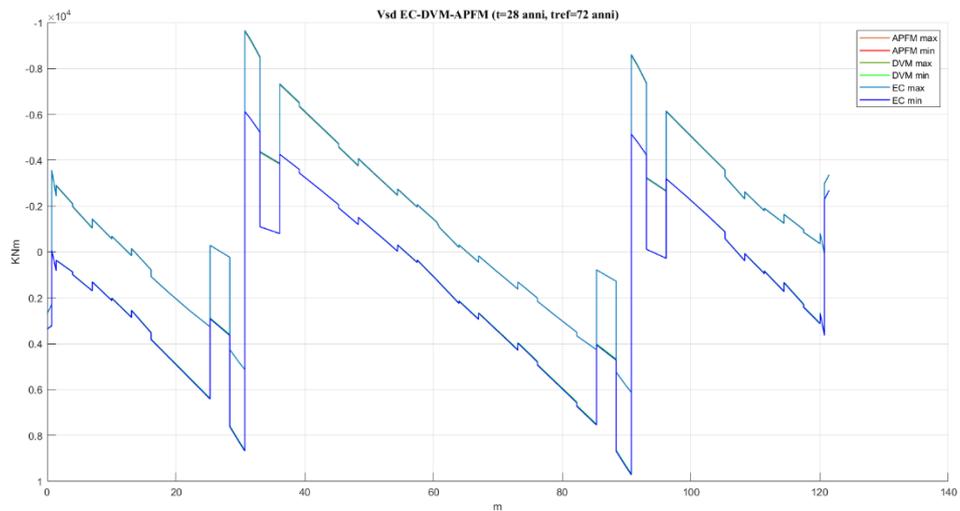


Fig. 8-10.2 involucro taglio secondo EC, DVM, APFM a $t=28$ anni $t_{ref} = 72$ anni

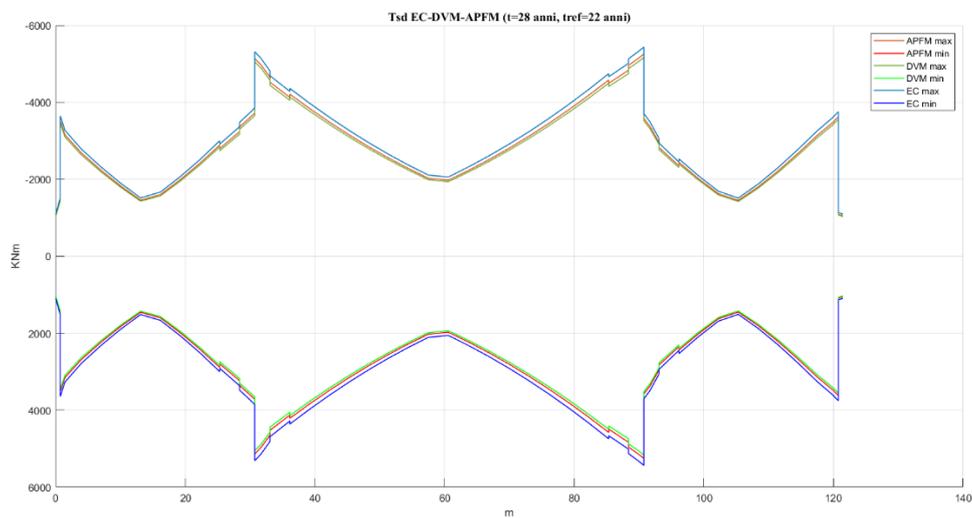


Fig. 8-11.1 involucro torsione secondo EC, DVM, APFM a $t=28$ anni $t_{ref} = 22$ anni

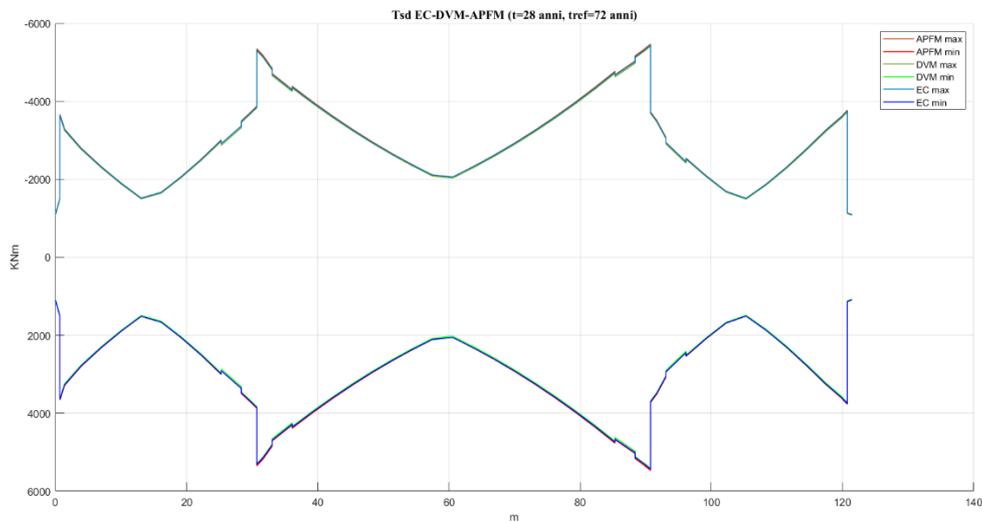


Fig. 8-11.2 involucro torsione secondo EC, DVM, APFM a $t=28$ anni $t_{ref} = 72$ anni

Si vede come lato sollecitazioni le metodologie analizzate non denotino cambiamenti importanti. Per quanto riguarda lo sforzo normale N , essendo governato principalmente dalla precompressione agente, che nelle combinazioni a SLU è moltiplicata in tutti i casi con un coefficiente parziale unitario, non è presente nessuna differenza percepibile.

Il torcente e il momento sollecitante invece sono governati dalle azioni da traffico che presentano dei coefficienti parziali moltiplicativi differenti nelle metodologie studiate, quindi una piccola variazione può essere notata, ma comunque rimane un'aliquota molto piccola.

Un altro motivo per cui non vi sono grandi differenze è dovuto al fatto che le azioni temperatura precompressione e cedimento a SLU, per tutte le metodologie messe a confronto, sono state moltiplicate sempre con coefficienti presi dall'Eurocodice. Questo perché, come detto precedentemente, il *fib Bulletin 80* presenta lacune riguardo alla loro determinazione.

Si può inoltre osservare come i grafici per $t_{ref}=72$ anni rispetto quelli per $t_{ref}=22$ rispecchino di più quelli dell'Eurocodice che utilizza un indice di affidabilità tarato con un periodo di riferimento di 50 anni. Questo comportamento può essere dovuto al fatto che per quel periodo di riferimento si è ottenuto lo stesso coefficiente parziale delle azioni da traffico che costituiscono le sollecitazioni più importanti per quanto riguarda il ponte esaminato.

Dall'ALLEGATO 5 si può notare come la resistenza a taglio offerta dal materiale dipenda dai coefficienti γ calcolati. Lo scenario 4 scelto per caratterizzare i materiali sia per la DVM e APFM offre una resistenza minore di quella dell'EC. Al contrario, lo scenario 1 ipotizzato per test sui materiali risultati positivi offre una resistenza maggiore per entrambe le metodologie.

Per tanto la differenza tra Eurocodice e *fib Bulletin 80*, nel caso del ponte esaminato e per le ipotesi fatte, viene riscontrata maggiormente lato resistenze con marcate variazioni.

In tutti i casi le verifiche a SLU risultano ampiamente soddisfatte.

9. Conclusioni

La verifica del ponte di Avigliana risulta soddisfatta per tutte le metodologie e le ipotesi fatte. È possibile che in alcuni casi la verifica di un'opera esistente non venga raggiunta secondo la procedura dell'Eurocodice e in tal caso bisognerebbe procedere con la dismessa o il ripristino. Un eventuale intervento può però essere scongiurato nel caso in cui la struttura venga verificata secondo le metodologie proposte dal *fib* Bulletin 80 che tengono conto di altri parametri messi in gioco. Ad esempio, andando a diminuire il periodo di riferimento si può raggiungere un coefficiente di affidabilità tale da garantire l'affidabilità della struttura.

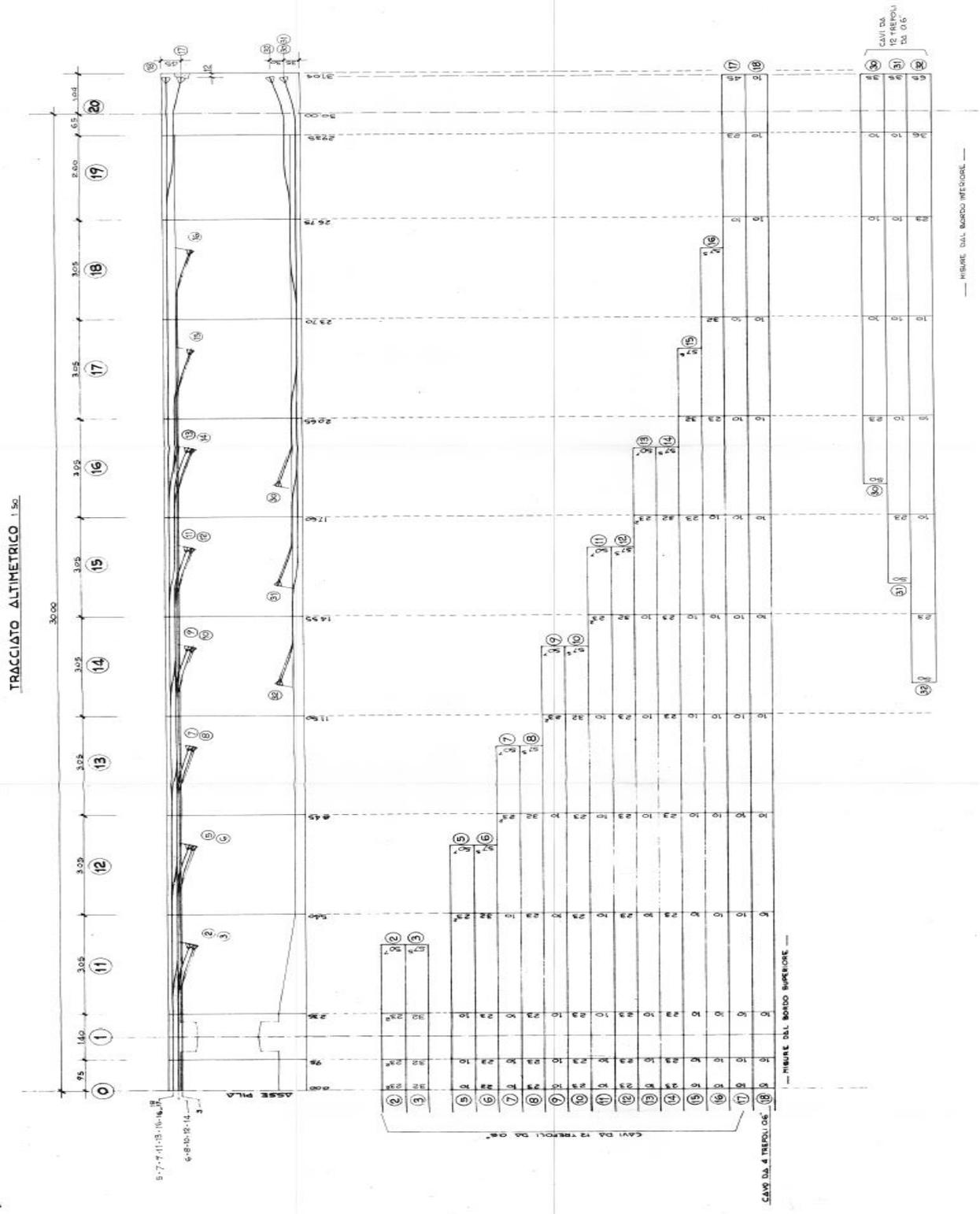
Le due procedure utilizzate evidenziano che, lo APFM risulta più facile da utilizzare e tende ad essere una metodologia più conservativa e perfettamente compatibile con l'Eurocodice mentre il DVM richiede maggiori conoscenze teoriche ma risulta una metodologia più raffinata.

Alla luce dei risultati ottenuti, sono state riscontrate delle differenze marcate per quanto riguarda la resistenza offerta dall'elemento esaminato dovuta al risultato dei test effettuati sul materiale. Quest'ultimi determinano una variazione dei coefficienti parziali e del valore della resistenza caratteristica del materiale che garantiscono la verifica a SLU e SLE.

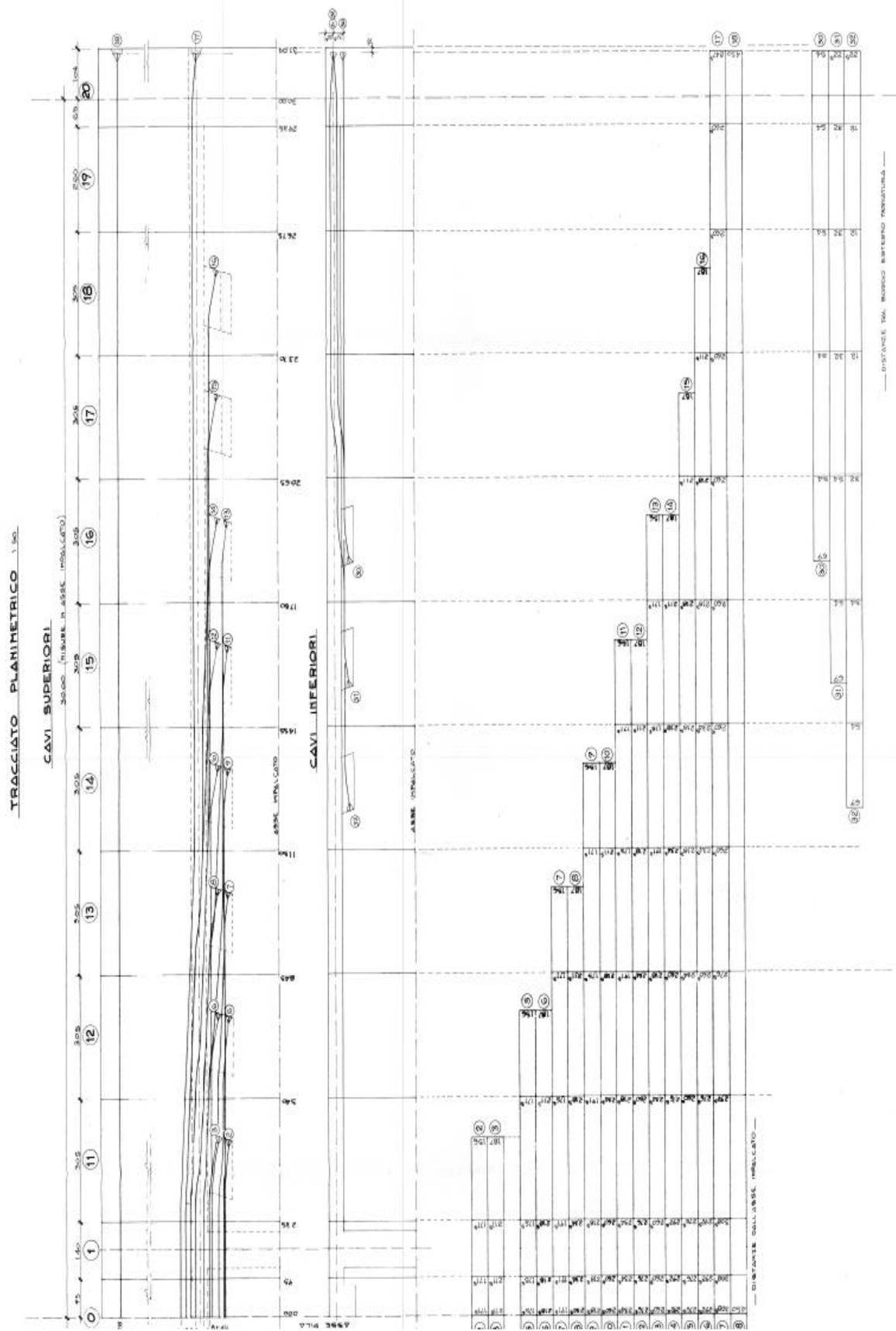
Inoltre, nel *fib* Bulletin 80 sono emerse delle lacune inerenti al calcolo dei coefficienti parziali di sicurezza relativi alle deformazioni impresse, deformazioni termiche e precompressione che richiedono un approfondimento futuro.

ALLEGATO 1

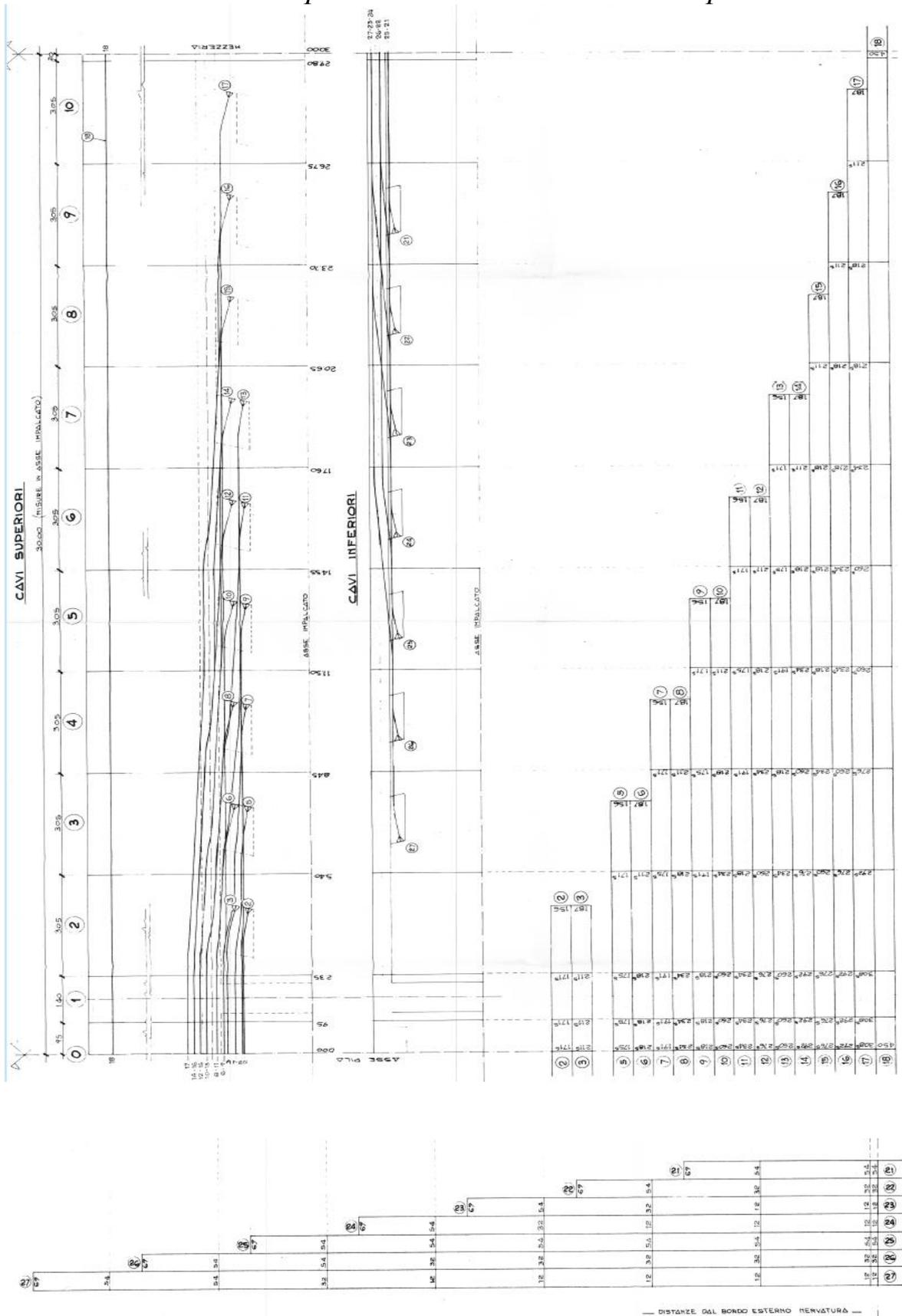
Tracciato altimetrico dei cavi lato spalla



Tracciato planimetrico dei cavi lato spalla

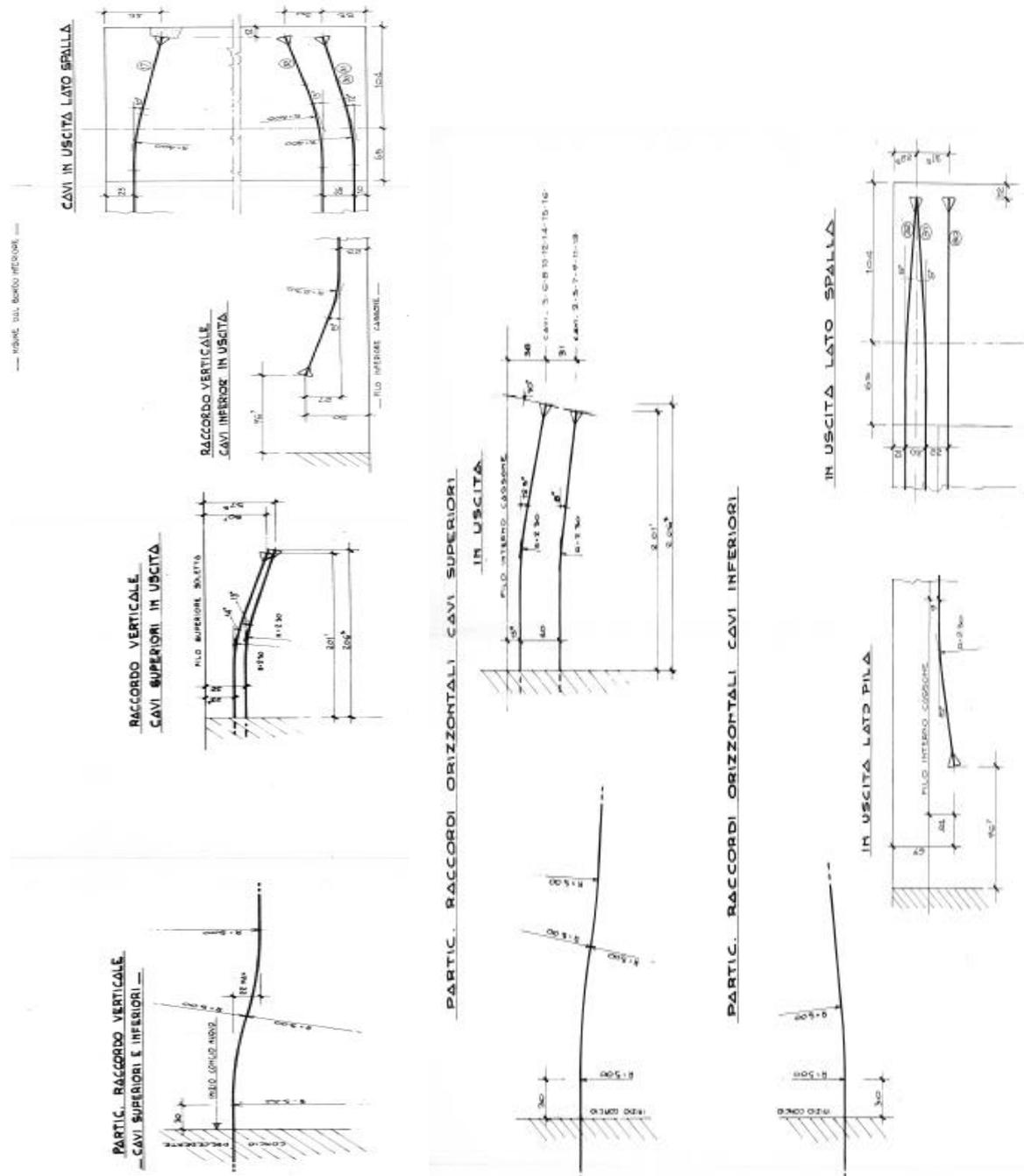


Tracciato planimetrico dei cavi lato campata



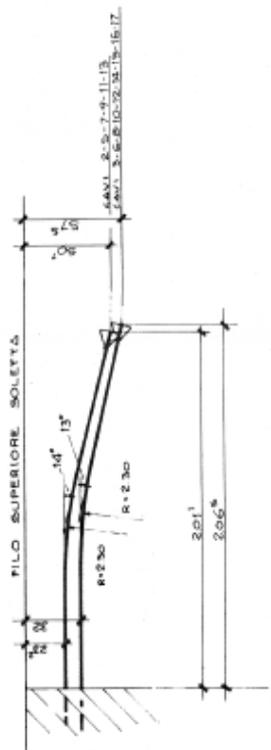
Misure delle angolazioni dei cavi lungo il tracciato e nei cunei di ancoraggio

LATO SPALLA

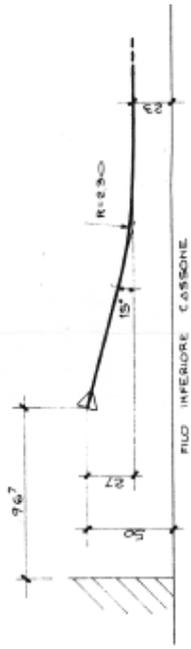


LATO CAMPATA

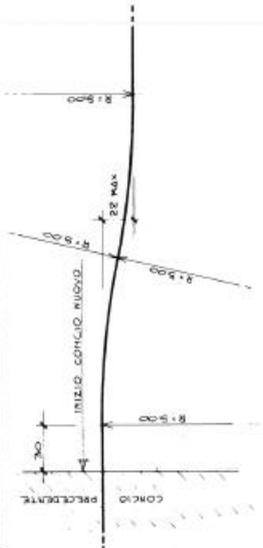
RACCORDO VERTICALE
CAVI SUPERIORI IN USCITA



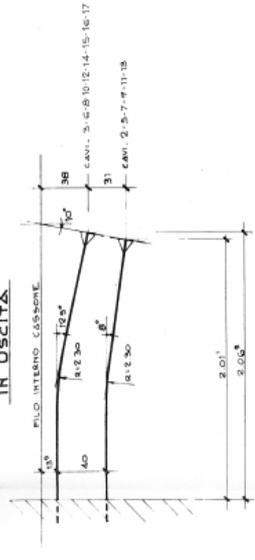
RACCORDO VERTICALE
CAVI INFERIORI IN USCITA



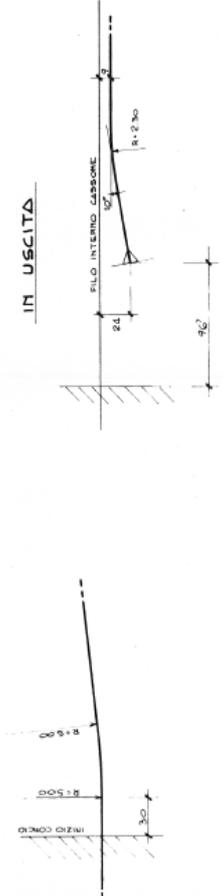
PARTIC. RACCORDO VERTICALE
CAVI SUPERIORI E INFERIORI



PARTIC. RACCORDI ORIZZONTALI CAVI SUPERIORI
IN USCITA



PARTIC. RACCORDI ORIZZONTALI CAVI INFERIORI
IN USCITA



ALLEGATO 2

Tensione dei cavi all'atto del tiro inserite nel modello

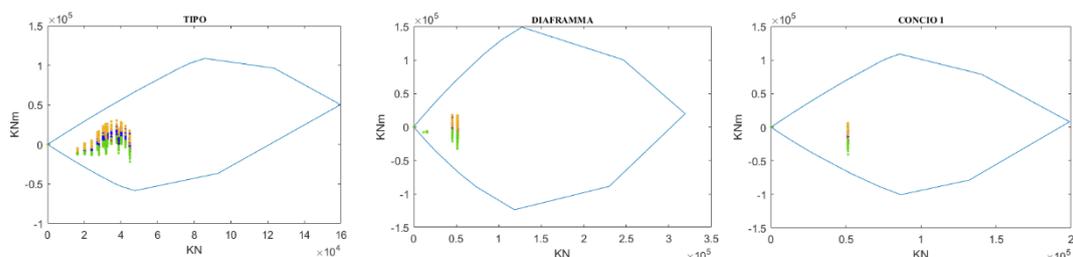
PERDITE DATE DALLA DEVIAZIONE ORIZZONTALE DEL BLISTER			
Tensione di tiro [MPa]		1428	CAVI 3-6-8-10-12-14-15-16-17
	u	0.19	
	ANGOLO	12.5	
Tensione dopo perdita		1370.017	
Tensione di tiro [MPa]		1428	CAVI 2-5-7-9-11-13
	u	0.19	
	ANGOLO	8	
Tensione dopo perdita		1390.615	
Tensione di tiro [MPa]		1428	CAVI 21-22-23-24-25-26-26
	u	0.19	
	ANGOLO	10	
Tensione dopo perdita		1381.422	
Tensione di tiro [MPa]		1428	CAVI 30-31-32
	u	0.19	
	ANGOLO	10	
Tensione dopo perdita		1381.422	

		ANGOLI						LATO SPALLA						Kg (rad/m)	L cavo	$\mu(1/rad)$	som. Ang	ang.x 2lati	Ksap	
		LATO MEZZERIA						LATO SPALLA												
CAVO 2	0							0												
CAVO 3	0							0												
CAVO 5	4							4												
CAVO 6	7							7												
CAVO 7	4			16				4	16											
CAVO 8	16			7				16	7											
CAVO 9	16			17	4			16	17	4										
CAVO 10	12			26	7			16	26	7										
CAVO 11	16			27	16	4		16	27	16	4									
CAVO 12	16			26	16	7		16	26	16	7									
CAVO 13	16			27	16	26	4	16	27	16	26	4								
CAVO 14	16			26	16	16	7	16	26	16	16	7								
CAVO 15	16			26	16	7		16	26	16	7									
CAVO 16	16			26	16	16	7	16	26	16	16	7								
CAVO 17	16			26	16	16	16	16	26	22	10									
CAVO 18	0							0												
CAVO 21	0							0												
CAVO 22	22							22												
CAVO 23	22			20				22	20											
CAVO 24	22			20				22	20											
CAVO 25	0							0												
CAVO 26	22							22												
CAVO 27	22			20				22	20											
CAVO 30	0							0												
CAVO 31	22			10				22	10											
CAVO 32	22			20	10			22	20	10										

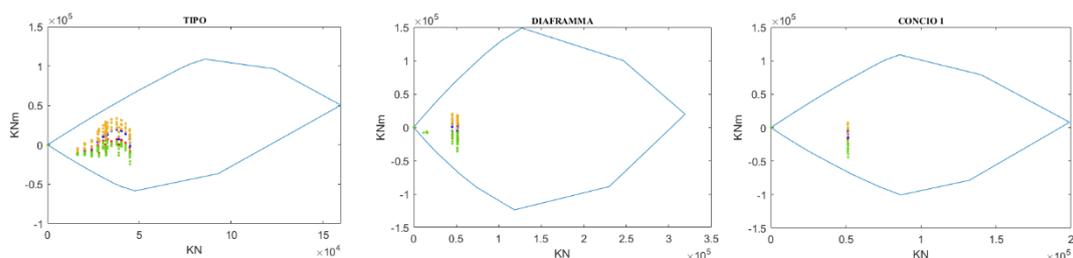
ALLEGATO 3

Domini di resistenza a SLU calcolati con l'Eurocodice per $t=50$ e $t=0$

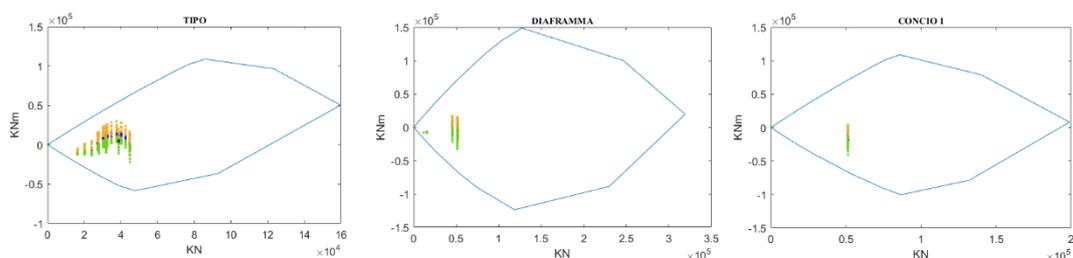
SLU FASI(1.35)To-GRUPPO 1



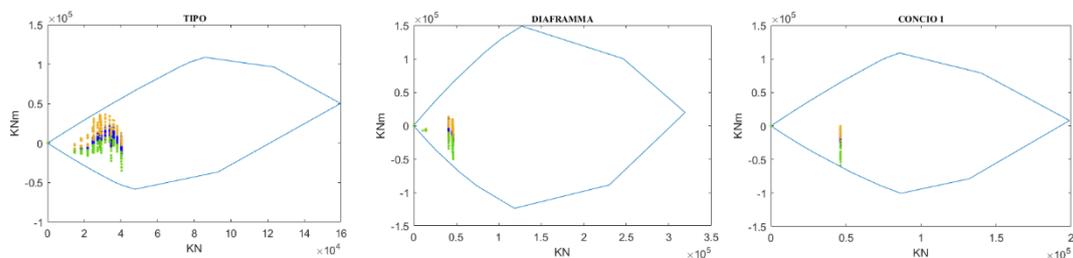
SLU FASI(1.35)To-TEMP



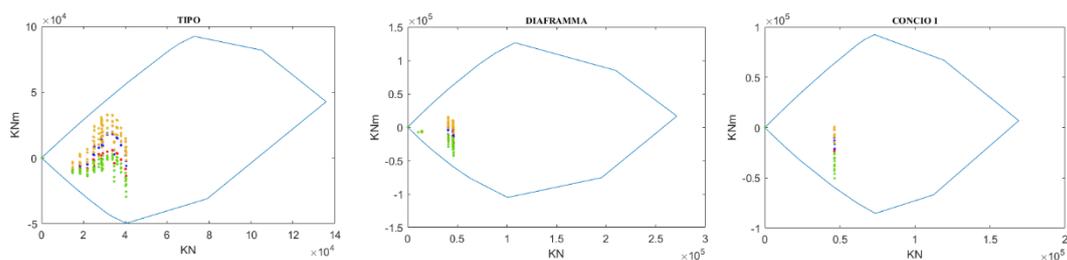
SLU FASI(1.35)To-VENTO



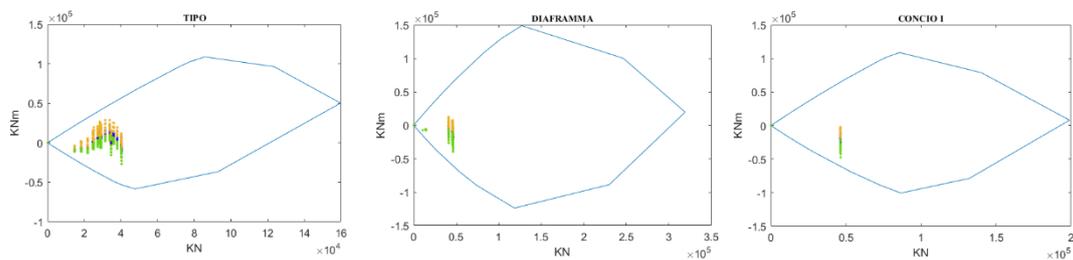
SLU FASI(1.35)T50-GRUPPO 1



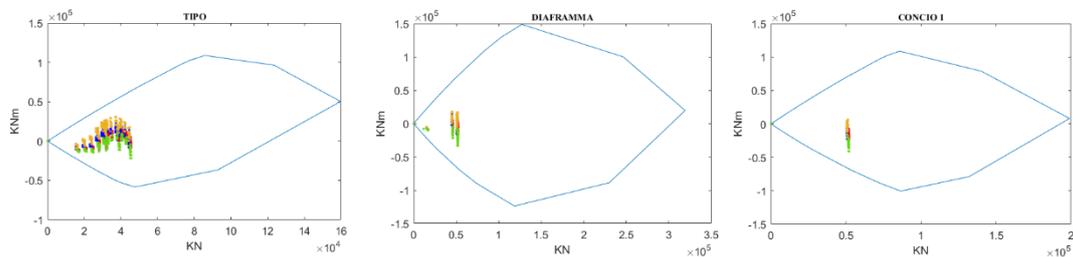
SLU FASI(1.35)T50-TEMP



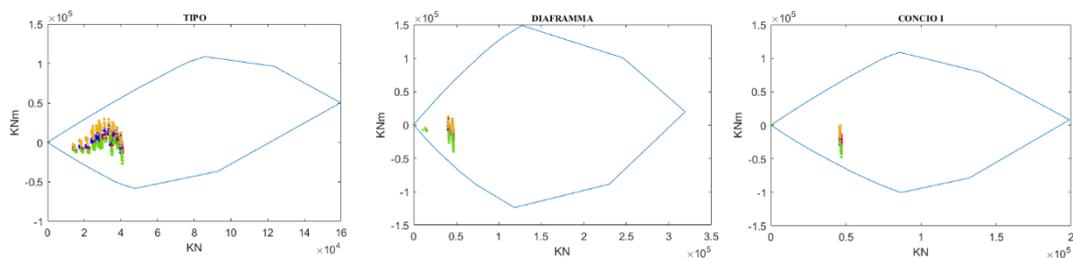
SLU FASI(1.35)T50-VENTO



SLU FASI(1.35)To-GRUPPO 2



SLU FASI(1.35)T 50-GRUPPO 2



LEGENDA:

Sollecitazioni per Mmax (giallo)

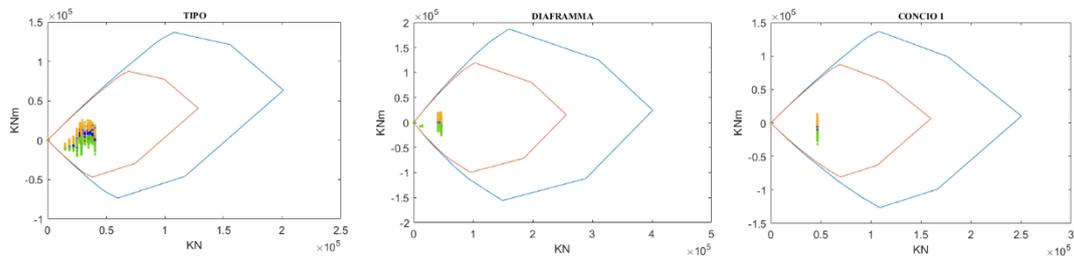
Sollecitazioni per Mmin (verde)

Sollecitazioni per Nmax (blu)

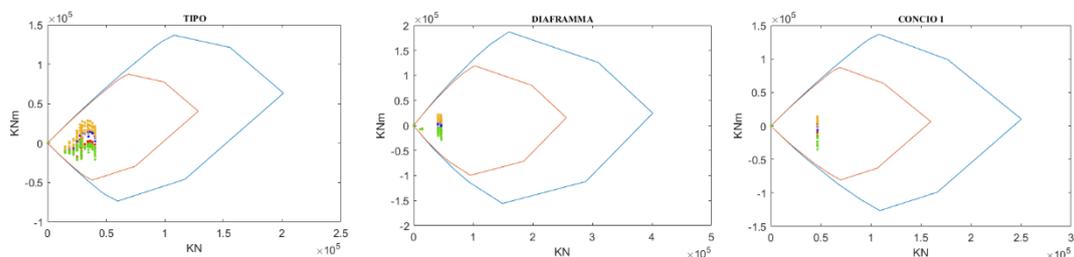
Sollecitazioni per Nmin(rosso)

Domini di resistenza a SLU secondo la metodologia APFM e $t_{ref}=22$

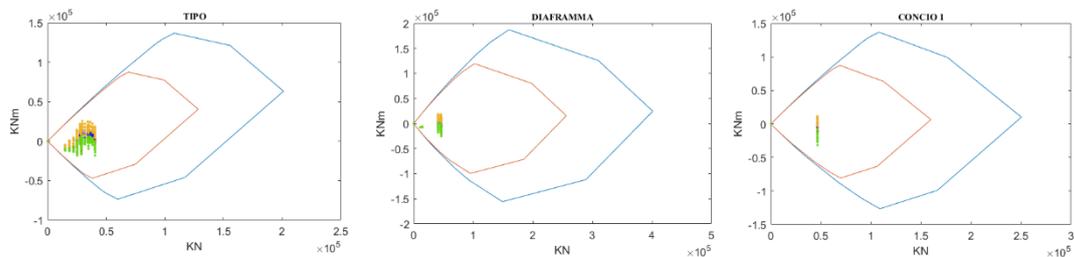
SLU FASI(1.34)T28-GRUPPO 1



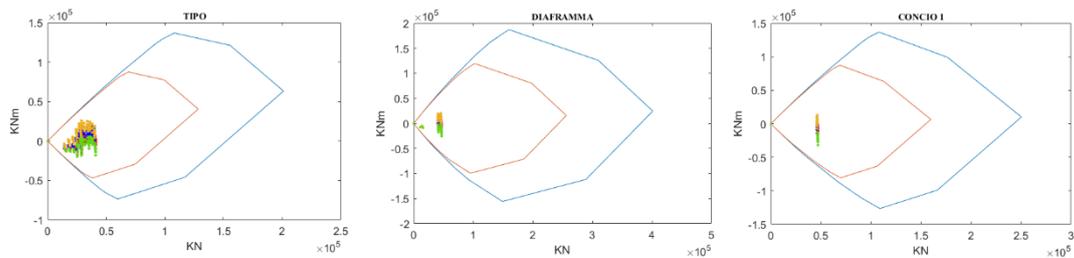
SLU FASI(1.34)T28-TEMP



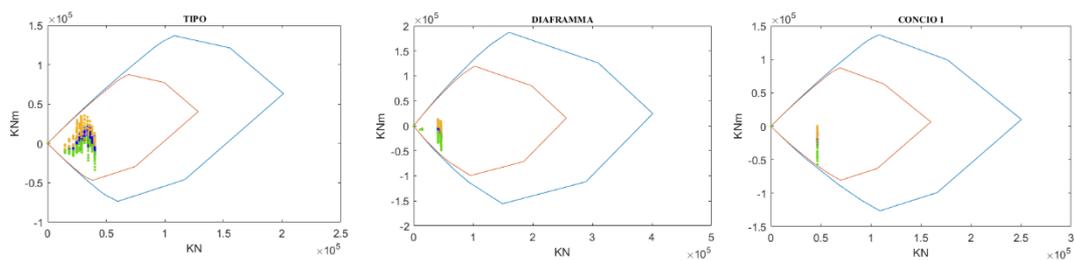
SLU FASI(1.34)T28-VENTO



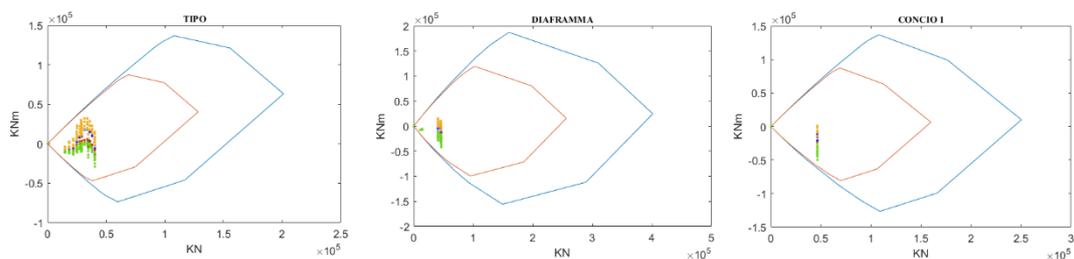
SLU FASI(1.34)T28-GRUPPO 2



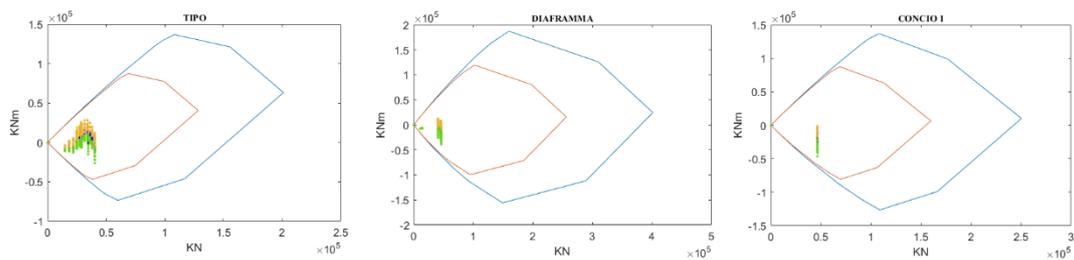
SLU FASI(1.34)T 50-GRUPPO 1



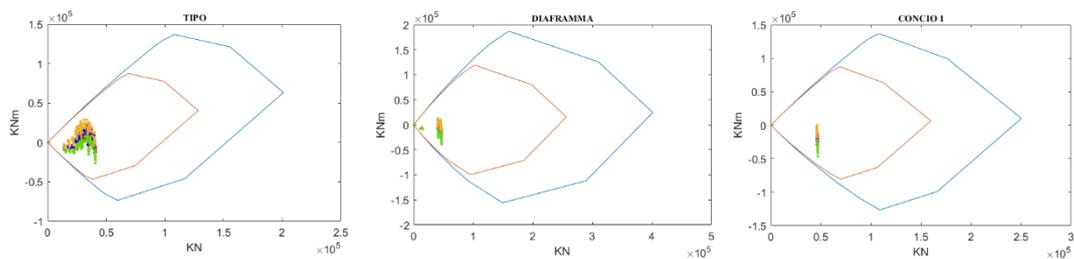
SLU FASI(1.34)T50-TEMP



SLU FASI(1.34)T50-VENTO



SLU FASI(1.34)T50-GRUPPO 2



LEGENDA:

Sollecitazioni per Mmax (giallo)

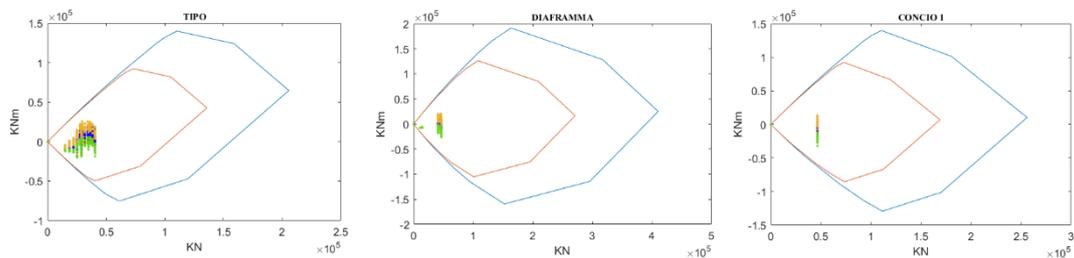
Sollecitazioni per Mmin (verde)

Sollecitazioni per Nmax (blu)

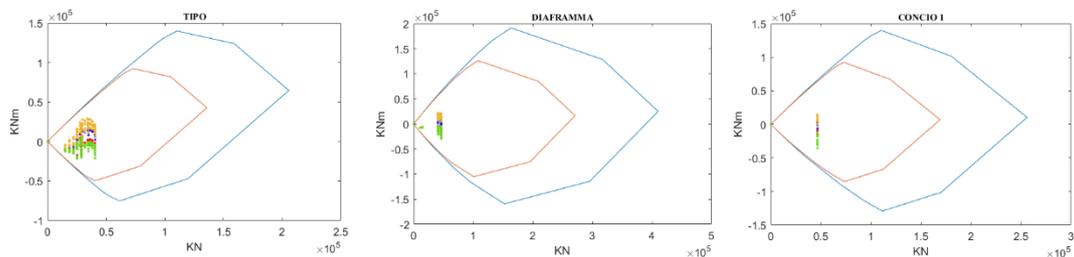
Sollecitazioni per Nmin(rosso)

Domini di resistenza a SLU secondo la metodologia APFM e $t_{ref}=72$

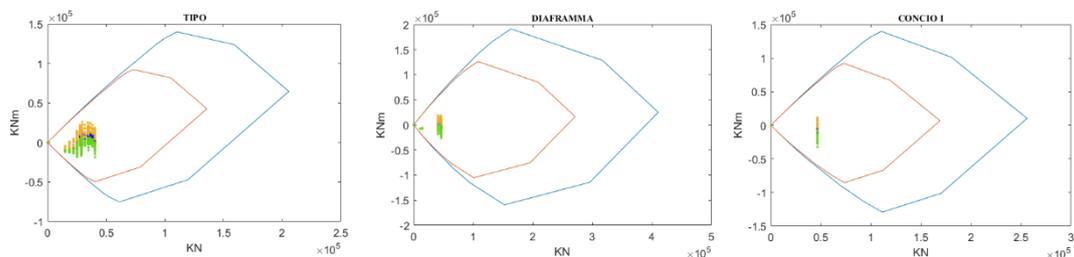
SLU FASI(1.31)T28-GRUPPO 1



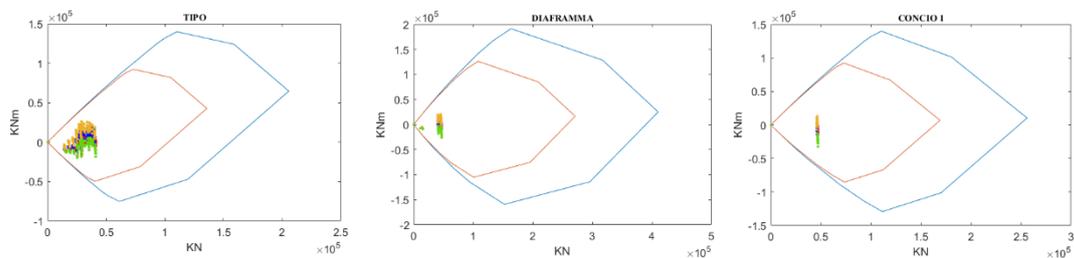
SLU FASI(1.31)T28-TEMP



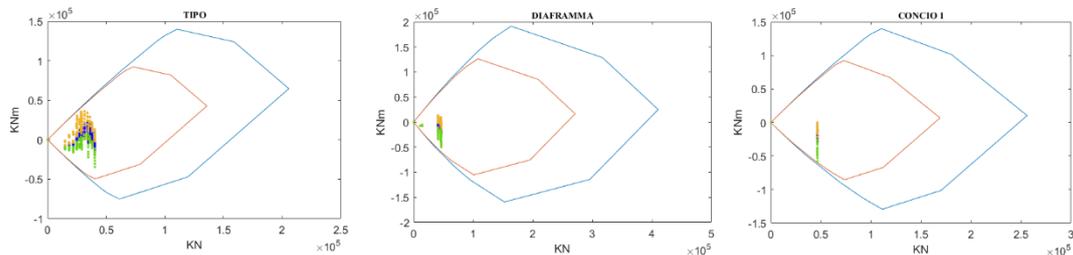
SLU FASI(1.31)T28-VENTO



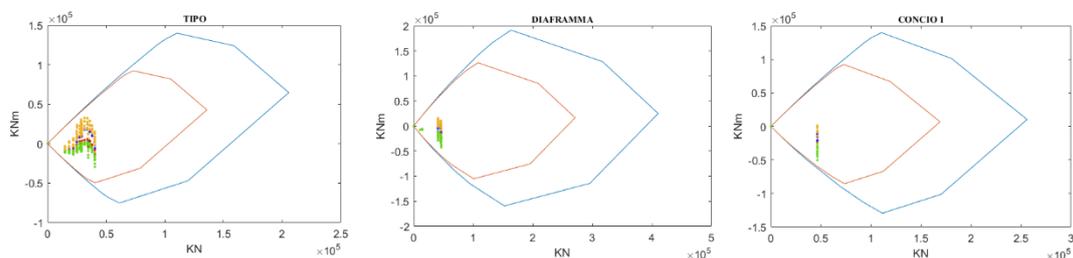
SLU FASI(1.31)T28-GRUPPO 2



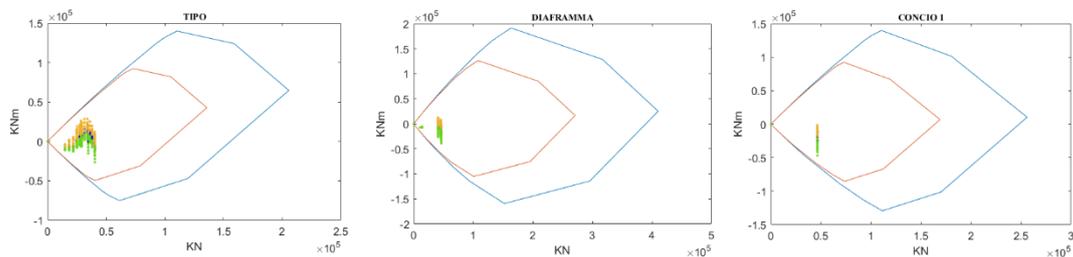
SLU FASI(1.31)T 100-GRUPPO 1



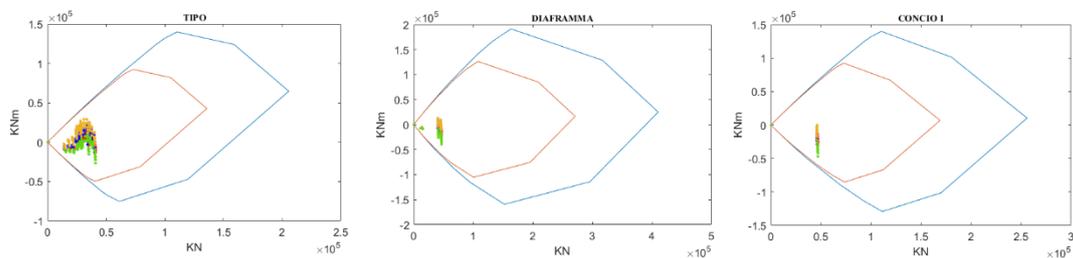
SLU FASI(1.31)T100-TEMP



SLU FASI(1.31)T100-VENTO



SLU FASI(1.31)T100-GRUPPO 2



LEGENDA:

Sollecitazioni per Mmax (giallo)

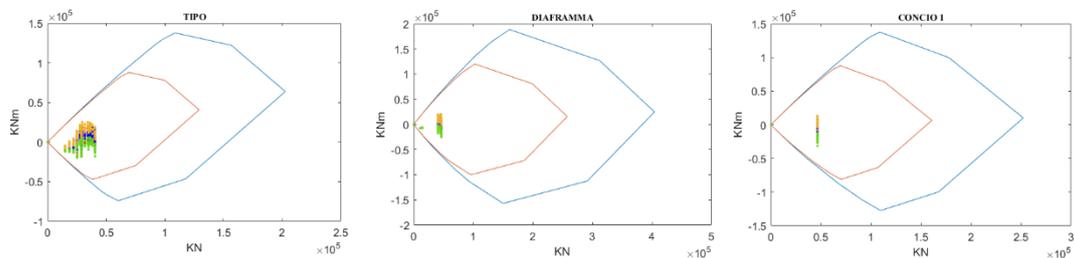
Sollecitazioni per Mmin (verde)

Sollecitazioni per Nmax (blu)

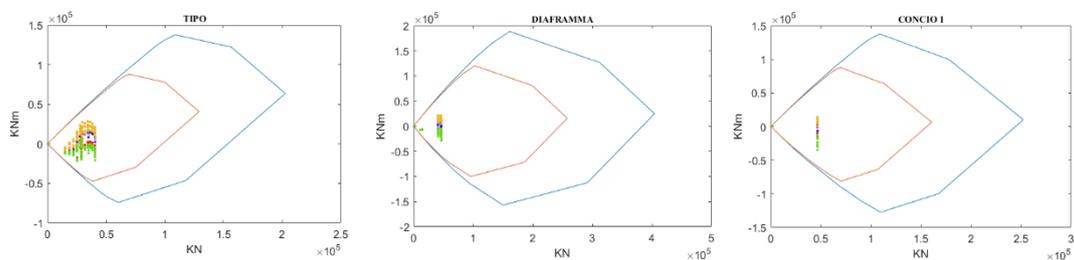
Sollecitazioni per Nmin(rosso)

Domini di resistenza a SLU secondo la metodologia DVM e $t_{ref}=22$

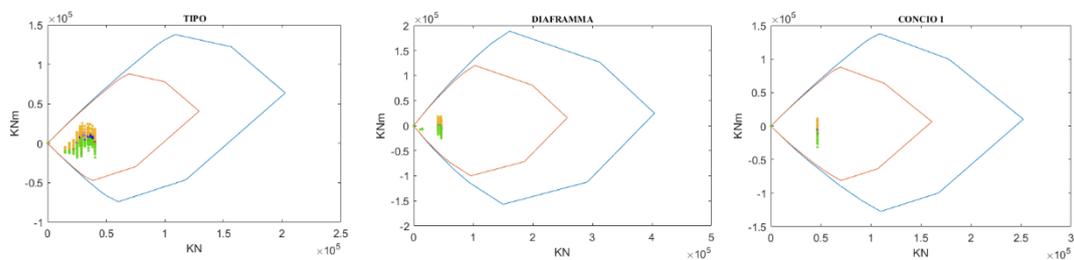
SLU FASI(1.35)T28-GRUPPO 1



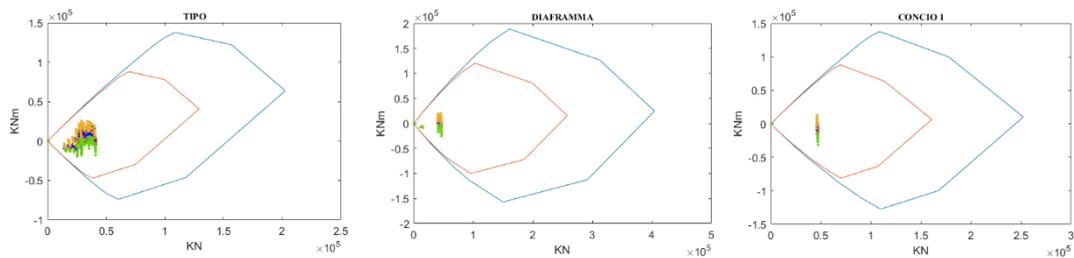
SLU FASI(1.35)T28-TEMP



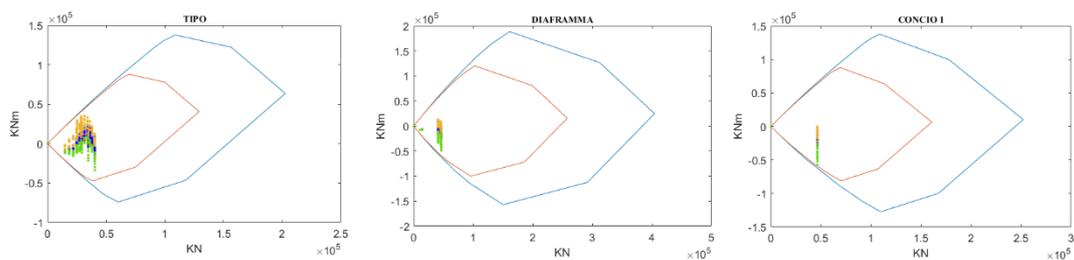
SLU FASI(1.35)T28-VENTO



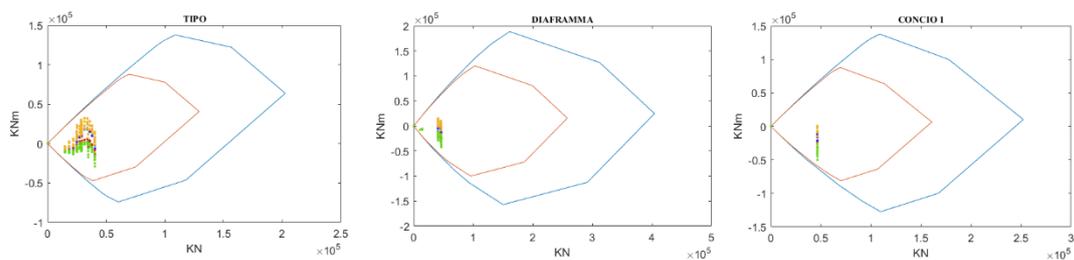
SLU FASI(1.35)T28-GRUPPO 2



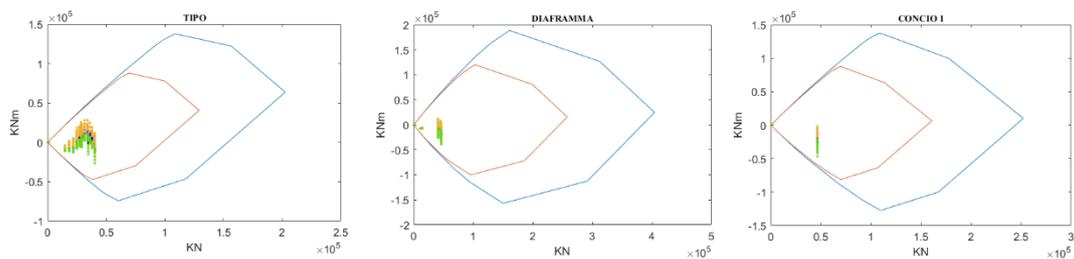
SLU FASI(1.35) T50-GRUPPO 1



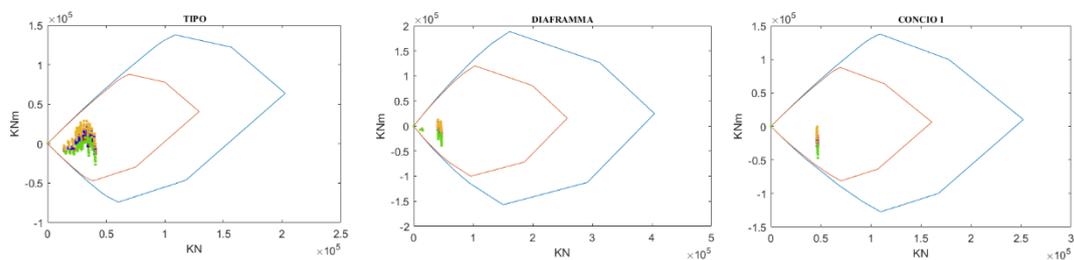
SLU FASI(1.35) T50-TEMP



SLU FASI(1.35) T 50-VENTO



SLU FASI(1.35) T 50-GRUPPO 2



LEGENDA:

Sollecitazioni per Mmax (giallo)

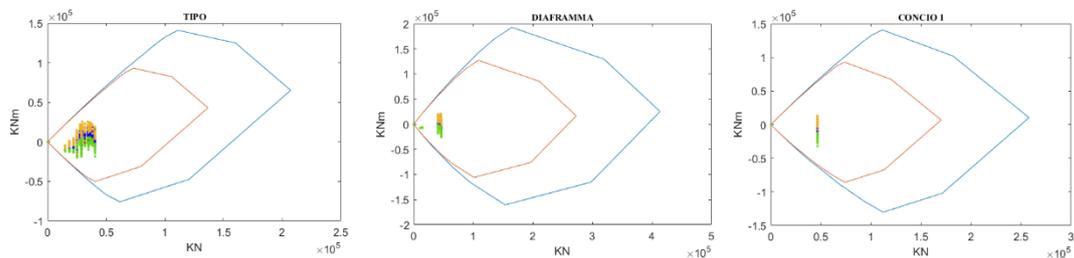
Sollecitazioni per Mmin (verde)

Sollecitazioni per Nmax (blu)

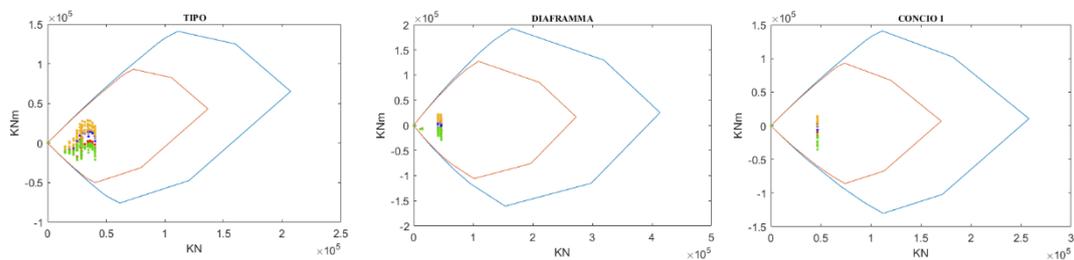
Sollecitazioni per Nmin(rosso)

Domini di resistenza a SLU secondo la metodologia DVM e $t_{ref}=72$

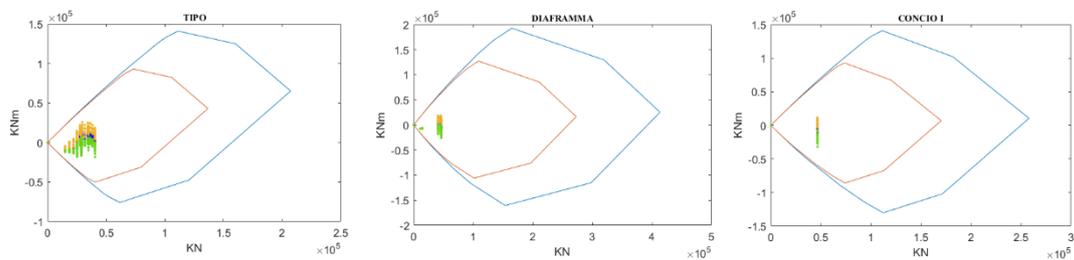
SLU FASI(1.33)T28-GRUPPO 1



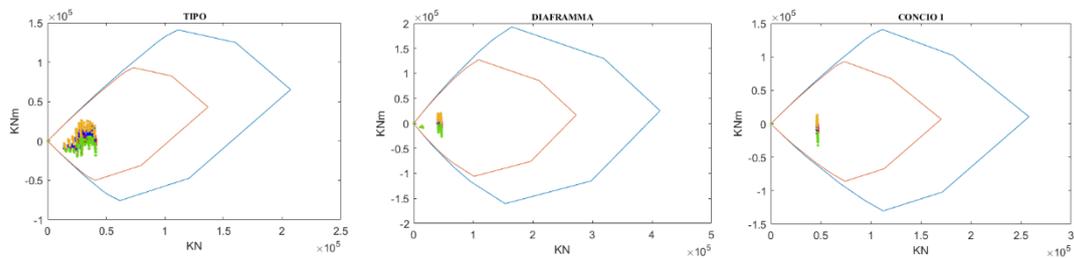
SLU FASI(1.33)T28-TEMP



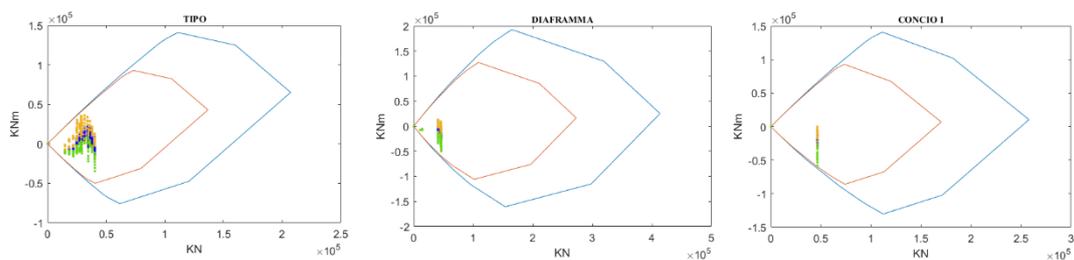
SLU FASI(1.33)T28-VENTO



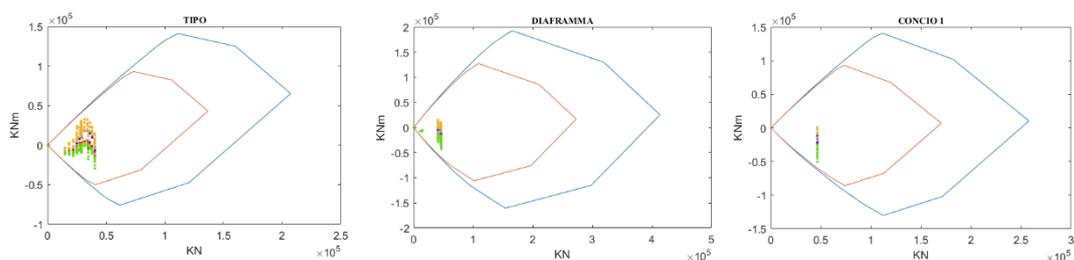
SLU FASI(1.33)T28-GRUPPO 2



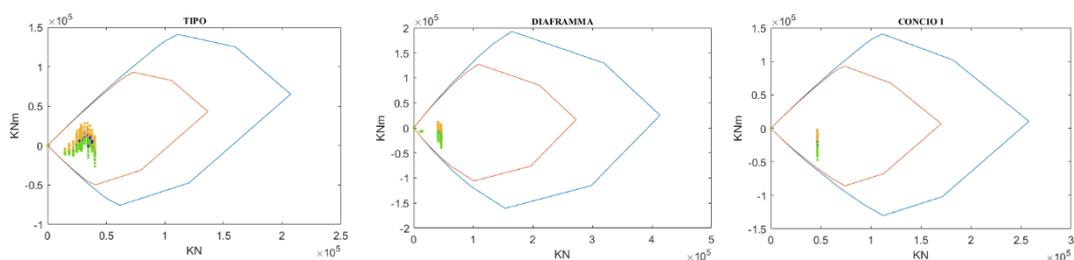
SLU FASI(1.33)T 100-GRUPPO 1



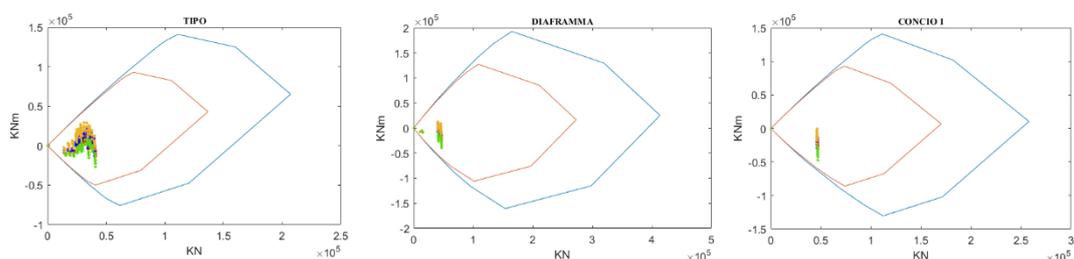
SLU FASI(1.33)T100-TEMP



SLU FASI(1.33)T100-VENTO



SLU FASI(1.33)T 100-GRUPPO 2



LEGENDA:

Sollecitazioni per Mmax (giallo)

Sollecitazioni per Mmin (verde)

Sollecitazioni per Nmax (blu)

Sollecitazioni per Nmin(rosso)

ALLEGATO 4

Stato tensionale per SLE combinazione RARA

SEZIONE	VALORI COMPRESIONE MASSIMI												
	Mmax		Mmin		Nmax		Nmin		M2max		M2min		
	osup	oinf	osup	oinf	osup	oinf	osup	oinf	osup	oinf	osup	oinf	
diaframma	0	0.0	-1.8	0.0	-1.8	0.0	-1.8	0.0	-1.8	0.0	-1.8	0.0	-1.8
diaframma	1	-0.4	-1.9	-0.4	-2.0	-0.4	-1.9	-0.4	-1.9	-0.4	-1.9	-0.4	-1.9
diaframma	1	-0.4	-2.2	-0.3	-2.4	-0.4	-2.2	-0.3	-2.3	-0.4	-2.2	-0.3	-2.4
diaframma	1	-0.5	-2.0	-0.3	-2.4	-0.5	-2.1	-0.4	-2.3	-0.5	-2.1	-0.4	-2.3
tipo	1	-1.0	-4.8	-0.7	-4.1	-0.8	-5.1	-0.8	-4.0	-0.9	-5.0	-0.8	-3.9
tipo	4	-1.7	-3.7	-0.7	-4.0	-1.0	-4.8	-0.9	-3.8	-1.2	-4.4	-1.2	-3.6
tipo	4	-1.7	-3.8	-0.6	-4.1	-1.0	-4.9	-0.9	-3.9	-1.2	-4.5	-1.2	-3.7
tipo	7	-3.2	-3.3	-1.3	-4.5	-1.8	-5.0	-1.8	-4.0	-2.3	-4.2	-2.3	-3.6
tipo	7	-3.2	-3.4	-1.3	-4.6	-1.8	-5.2	-1.8	-4.1	-2.3	-4.4	-2.3	-3.7
tipo	10	-4.4	-3.2	-1.9	-5.1	-2.6	-5.4	-2.5	-4.3	-3.2	-4.3	-3.2	-3.7
tipo	10	-4.3	-3.3	-1.9	-5.2	-2.6	-5.5	-2.5	-4.4	-3.2	-4.4	-3.2	-3.8
tipo	13	-6.5	-1.3	-3.5	-4.5	-4.4	-3.8	-4.4	-3.3	-5.2	-2.7	-5.2	-2.6
tipo	13	-6.5	-1.5	-3.5	-4.6	-4.4	-4.0	-4.4	-3.5	-5.2	-2.8	-5.2	-2.7
tipo	16	-8.2	0.0	-4.9	-4.1	-6.0	-2.7	-6.0	-2.6	-6.9	-1.3	-6.9	-1.7
tipo	16	-8.2	0.0	-4.9	-4.1	-6.0	-2.7	-6.0	-2.6	-6.8	-1.3	-6.9	-1.7
tipo	19	-9.2	0.5	-5.7	-4.1	-7.0	-2.2	-7.0	-2.3	-8.0	-0.8	-8.1	-1.3
tipo	19	-9.2	0.5	-5.7	-4.1	-7.0	-2.2	-7.0	-2.3	-8.0	-0.8	-8.1	-1.3
tipo	22	-9.5	-1.2	-5.9	-5.7	-7.4	-3.9	-7.4	-3.5	-8.5	-2.5	-8.7	-2.5
tipo	22	-9.6	-1.2	-5.9	-5.7	-7.4	-3.9	-7.5	-3.5	-8.5	-2.5	-8.7	-2.5
tipo	25	-9.5	-3.4	-5.9	-7.5	-7.6	-6.0	-7.7	-5.0	-8.4	-5.3	-8.6	-4.5
tipo-concio	25	-8.2	-3.2	-4.7	-10.0	-7.7	-3.5	-5.6	-8.0	-7.4	-4.0	-7.6	-4.7
tipo-concio	28	-9.4	-3.4	-5.9	-10.7	-9.3	-3.5	-6.7	-9.2	-8.8	-4.4	-9.0	-5.3
concio 1	28	-9.4	-3.4	-5.9	-10.7	-7.8	-5.0	-7.8	-6.3	-8.6	-4.7	-8.8	-5.7
concio 1	30	-8.4	-4.3	-4.8	-12.5	-6.8	-5.9	-6.8	-7.7	-7.6	-5.7	-7.8	-7.2
diaframma	30	-5.5	-2.4	-2.7	-6.4	-4.3	-3.7	-4.3	-3.8	-5.0	-3.5	-5.1	-3.6
diaframma	31	-5.0	-2.9	-2.1	-7.1	-3.8	-4.3	-3.8	-4.4	-4.5	-4.1	-4.6	-4.3
diaframma	31	-5.0	-2.9	-2.1	-7.1	-3.8	-4.3	-3.8	-4.4	-4.5	-4.1	-4.6	-4.3
diaframma	32	-5.6	-2.3	-2.8	-6.2	-4.4	-3.6	-4.4	-3.8	-5.1	-3.3	-5.2	-3.4
concio 1	32	-8.5	-4.2	-4.9	-12.2	-7.0	-5.8	-6.9	-7.5	-7.8	-5.5	-8.0	-6.9
concio 1	33	-9.6	-3.1	-6.3	-9.9	-8.1	-4.7	-8.0	-5.9	-9.1	-4.1	-9.2	-4.9
tipo-concio	33	-9.6	-3.2	-7.8	-10.0	-8.7	-4.2	-9.2	-7.7	-9.1	-4.2	-10.9	-5.0
tipo-concio	36	-8.5	-2.7	-6.8	-8.3	-7.4	-3.8	-8.2	-6.1	-8.0	-3.4	-9.6	-3.9
tipo	36	-9.9	-2.6	-6.7	-6.4	-8.3	-5.0	-8.2	-4.4	-9.4	-3.5	-9.6	-3.3
tipo	39	-10.0	-1.7	-7.0	-3.3	-8.3	-4.0	-8.1	-2.2	-9.3	-2.4	-9.5	-1.1
tipo	39	-10.0	-1.7	-6.9	-3.4	-8.2	-4.1	-8.0	-2.2	-9.3	-2.5	-9.4	-1.2
tipo	42	-9.8	-1.3	-6.7	-3.0	-7.9	-3.7	-7.6	-2.1	-9.0	-2.0	-9.0	-1.0
tipo	42	-9.8	-1.1	-6.7	-2.9	-7.9	-3.5	-7.6	-2.0	-9.0	-1.8	-9.0	-0.9
tipo	45	-9.4	-1.2	-6.0	-2.9	-7.2	-3.7	-6.8	-2.2	-8.3	-2.1	-8.4	-1.1
tipo	45	-9.4	-1.1	-6.1	-2.8	-7.2	-3.6	-6.9	-2.1	-8.4	-2.0	-8.4	-1.0
tipo	48	-8.5	-1.7	-4.9	-3.2	-6.1	-4.3	-5.6	-2.6	-7.2	-2.8	-7.3	-1.5
tipo	48	-8.5	-1.7	-4.9	-3.2	-6.1	-4.3	-5.6	-2.6	-7.2	-2.8	-7.3	-1.5
tipo	51	-7.3	-2.5	-3.6	-3.6	-4.7	-5.1	-4.2	-3.1	-5.7	-3.8	-5.9	-2.0
tipo	51	-7.3	-2.5	-3.6	-3.6	-4.7	-5.1	-4.2	-3.1	-5.8	-3.8	-5.9	-2.0
tipo	54	-6.8	-3.6	-3.0	-4.2	-4.1	-6.2	-3.5	-3.7	-5.0	-5.1	-5.2	-2.7
tipo	54	-6.8	-3.4	-3.0	-4.1	-4.1	-6.1	-3.5	-3.6	-5.0	-4.9	-5.2	-2.6
tipo	57	-6.0	-4.9	-2.2	-4.9	-3.3	-7.5	-2.6	-4.5	-4.1	-6.5	-4.3	-3.5
tipo	57	-6.0	-4.9	-2.2	-4.9	-3.3	-7.5	-2.6	-4.5	-4.1	-6.5	-4.2	-3.5
tipo	61	-5.3	-4.6	-1.5	-4.7	-2.5	-7.2	-1.8	-4.4	-3.2	-6.5	-3.4	-3.5
tipo	61	-5.3	-4.6	-1.5	-4.7	-2.5	-7.2	-1.8	-4.4	-3.2	-6.5	-3.4	-3.5
tipo	61	-5.3	-4.6	-1.5	-4.7	-2.6	-7.2	-1.8	-4.4	-3.2	-6.5	-3.4	-3.5
tipo	64	-6.0	-4.9	-2.2	-4.9	-3.4	-7.2	-2.6	-4.4	-3.9	-6.8	-4.1	-3.6
tipo	64	-6.0	-4.9	-2.2	-4.9	-3.5	-7.2	-2.6	-4.4	-4.0	-6.8	-4.1	-3.6
tipo	67	-6.8	-3.5	-3.0	-4.1	-4.4	-5.6	-3.5	-3.6	-4.7	-5.4	-4.9	-2.8
tipo	67	-6.8	-3.6	-3.0	-4.2	-4.4	-5.8	-3.5	-3.7	-4.7	-5.6	-4.8	-2.9
tipo	70	-7.3	-2.5	-3.6	-3.6	-5.2	-4.4	-4.2	-3.1	-5.3	-4.5	-5.4	-2.4
tipo	70	-7.3	-2.5	-3.6	-3.6	-5.2	-4.4	-4.2	-3.1	-5.3	-4.5	-5.4	-2.4
tipo	73	-8.5	-1.7	-4.9	-3.2	-6.7	-3.4	-5.6	-2.5	-6.6	-3.8	-6.7	-1.9
tipo	73	-8.5	-1.8	-4.9	-3.2	-6.7	-3.4	-5.6	-2.6	-6.6	-3.8	-6.7	-1.9
tipo	76	-9.4	-1.2	-6.1	-2.8	-8.0	-2.5	-6.9	-2.1	-7.6	-3.2	-7.7	-1.6
tipo	76	-9.4	-1.3	-6.0	-2.9	-8.0	-2.6	-6.8	-2.2	-7.6	-3.3	-7.6	-1.7
tipo	79	-9.8	-1.1	-6.7	-2.9	-8.8	-2.1	-7.6	-2.0	-8.1	-3.2	-8.1	-1.6
tipo	79	-9.8	-1.3	-6.7	-3.0	-8.8	-2.3	-7.6	-2.1	-8.1	-3.4	-8.1	-1.7
tipo	82	-10.0	-1.8	-6.9	-3.4	-9.3	-2.5	-8.0	-2.2	-8.3	-4.0	-8.4	-2.0
tipo	82	-10.0	-1.7	-6.9	-3.3	-9.3	-2.4	-8.0	-2.2	-8.3	-4.0	-8.4	-1.9
tipo	85	-9.9	-2.7	-6.7	-4.2	-9.5	-3.1	-8.2	-2.6	-8.2	-5.3	-8.4	-2.7
tipo-concio	85	-8.6	-2.7	-5.5	-8.3	-8.3	-2.9	-6.1	-7.2	-7.0	-4.5	-7.1	-5.5
tipo-concio	88	-9.6	-3.2	-6.3	-10.0	-9.6	-3.2	-6.8	-8.8	-7.8	-5.5	-7.9	-7.1
concio 1	88	-9.5	-3.2	-6.2	-10.0	-9.4	-3.3	-8.0	-5.8	-7.7	-5.5	-7.9	-7.0
concio 1	90	-8.5	-4.3	-4.9	-12.2	-8.3	-4.4	-6.9	-7.4	-6.5	-6.9	-6.7	-9.0
diaframma	90	-5.6	-2.3	-2.8	-6.2	-5.5	-2.5	-4.4	-3.7	-4.1	-4.5	-4.2	-4.6
diaframma	91	-5.0	-3.0	-2.1	-7.1	-4.9	-3.1	-3.8	-4.4	-3.4	-5.3	-3.5	-5.4
diaframma	91	-5.0	-3.0	-2.1	-7.1	-4.9	-3.1	-3.8	-4.4	-3.4	-5.3	-3.5	-5.4
diaframma	92	-5.5	-2.5	-2.7	-6.4	-5.4	-2.6	-4.3	-3.8	-3.9	-4.7	-4.0	-4.8
concio 1	92	-8.4	-4.4	-4.8	-12.5	-8.2	-4.5	-6.8	-7.6	-6.3	-7.1	-6.5	-9.4
concio 1	93	-9.4	-3.4	-5.9	-10.6	-9.1	-3.6	-7.8	-6.1	-7.3	-6.0	-7.5	-7.7
tipo-concio	93	-9.4	-3.4	-7.4	-10.7	-9.4	-3.5	-8.1	-9.3	-7.6	-5.7	-9.4	-7.3
tipo-concio	96	-8.1	-3.2	-5.9	-10.0	-8.0	-3.3	-6.7	-8.3	-6.2	-5.2	-7.7	-6.7
tipo	96	-9.5	-3.5	-5.8	-5.1	-8.8	-4.2	-7.6	-3.0	-7.2	-7.2	-7.3	-3.7
tipo	99	-9.6	-1.3	-5.9	-3.8	-8.5	-2.3	-7.4	-2.0	-7.1	-4.8	-7.2	-2.4
tipo	99	-9.5	-1.3	-5.8	-3.8	-8.5	-2.3	-7.4	-2.0	-7.1	-4.8	-7.2	-2.4
tipo	102	-9.2	0.4	-5.7	-2.6	-7.9	-0.8	-7.0	-1.1	-6.8	-2.8	-6.9	-1.4
tipo	102	-9.2	0.4	-5.7	-2.6	-7.9	-0.8	-7.0	-1.1	-6.8	-2.8	-6.8	-1.4
tipo	105	-8.2	-0.1	-4.8	-2.6	-6.7	-1.5	-6.0	-1.3	-5.8	-3.0	-5.9	-1.5
tipo	105	-8.2	-0.2	-4.9	-2.6	-6.8	-1.5	-6.0	-1.3	-5.9	-3.0	-5.9	-1.5
tipo	108	-6.5	-1.7	-3.5	-3.1	-5.0	-3.1	-4.4	-2.0	-4.3	-4.2	-4.3	-2.1
tipo	108	-6.5	-1.5	-3.5	-3.0	-5.0	-2.9	-4.4	-1.9	-4.3	-4.0	-4.4	-2.0
tipo	111	-4.3	-3.5	-1.9	-3.6	-3.0	-4.8	-2.5	-2.8	-2.5	-5.5	-2.5	-2.8
tipo	111	-4.4	-3.4	-1.9	-3.6	-3.0	-4.7	-2.6	-2.8	-2.5	-5.4	-2.5	-2.8
tipo	114	-3.2	-3.7	-1.3	-3.2	-2.1	-4.7	-1.8	-2.7	-1.8	-5.2	-1.8	-2.7
tipo	114	-3.2	-3.6	-1.3	-3.1	-2.1	-4.6	-1.8	-2.6	-1.8	-5.0	-1.8	-2.6
tipo	117	-1.7	-4.1	-0.7	-2.8	-1.1	-4.7	-0.9	-2.6	-0.9	-4.9	-1.0	-2.6
tipo	117	-1.7	-4.0	-0.7	-2.8	-1.1	-4.6	-0.9	-2.5	-1.0	-4.8	-1.0	-2.5
tipo	120	-0.9	-4.9	-0.7	-2.7	-0.8	-5.0	-0.8	-2.6	-0.8	-5.1	-0.8	-2.6
diaframma	120	-0.5	-2.0	-0.3	-2.2	-0.4	-2.1	-0.4	-2.1	-0.4	-2.1	-0.4	-2.1
diaframma	121	-0.3	-2.2	-0.3	-2.2	-0.3	-2.2	-0.3	-2.2	-0.3	-2.2	-0.3	-2.2
diaframma	121	-0.4	-1.9	-0.4	-2.0	-0.4	-1.9	-0.4	-1.9	-0.4	-1.9	-0.4	-1.9
diaframma	121	0.0	-1.8	0.0	-1.8	0.0	-1.8	0.0	-1.8	0.0	-1.8	0.0	-1.8

SLE combinazione FREQUENTE

SEZIONE		VALORI COMPRESIONE MASSIMI											
		Mmax		Mmin		Nmax		Nmin		M2max		M2min	
		osup	ainf	osup	ainf	osup	ainf	osup	ainf	osup	ainf	osup	ainf
diaframma	0	0.0	-1.8	0.0	-1.8	0.0	-1.8	0.0	-1.8	0.0	-1.8	0.0	-1.8
diaframma	1	-0.4	-1.9	-0.4	-2.0	-0.4	-1.9	-0.4	-1.9	-0.4	-1.9	-0.4	-1.9
diaframma	1	-0.4	-2.2	-0.3	-2.4	-0.4	-2.2	-0.3	-2.3	-0.4	-2.2	-0.3	-2.4
diaframma	1	-0.5	-2.0	-0.3	-2.4	-0.5	-2.1	-0.4	-2.3	-0.5	-2.1	-0.4	-2.3
tipo	1	-1.0	-4.9	-0.7	-4.1	-0.8	-5.1	-0.8	-4.0	-0.9	-5.0	-0.8	-3.9
tipo	4	-1.6	-4.0	-0.7	-4.0	-1.0	-4.8	-1.0	-3.8	-1.2	-4.5	-1.2	-3.6
tipo	4	-1.5	-4.1	-0.7	-4.1	-1.0	-4.9	-0.9	-3.9	-1.2	-4.6	-1.1	-3.7
tipo	7	-2.8	-3.6	-1.3	-4.4	-1.8	-5.0	-1.8	-4.0	-2.2	-4.4	-2.2	-3.6
tipo	7	-2.8	-3.7	-1.3	-4.6	-1.8	-5.2	-1.8	-4.1	-2.2	-4.6	-2.2	-3.7
tipo	10	-3.9	-3.4	-1.9	-5.0	-2.6	-5.4	-2.6	-4.3	-3.2	-4.5	-3.2	-3.7
tipo	10	-3.9	-3.5	-1.9	-5.0	-2.6	-5.5	-2.6	-4.4	-3.2	-4.6	-3.2	-3.7
tipo	13	-5.9	-1.6	-3.5	-4.2	-4.4	-3.8	-4.4	-3.3	-5.2	-2.7	-5.2	-2.6
tipo	13	-5.9	-1.8	-3.5	-4.4	-4.4	-4.0	-4.4	-3.5	-5.2	-2.9	-5.2	-2.7
tipo	16	-7.7	-0.2	-4.9	-3.7	-6.0	-2.7	-6.0	-2.6	-6.9	-1.4	-6.9	-1.7
tipo	16	-7.6	-0.2	-4.9	-3.7	-6.0	-2.7	-6.0	-2.6	-6.9	-1.3	-6.9	-1.7
tipo	19	-8.7	0.3	-5.7	-3.6	-7.0	-2.3	-7.0	-2.3	-8.0	-0.7	-8.1	-1.3
tipo	19	-8.7	0.3	-5.7	-3.6	-7.0	-2.3	-7.0	-2.3	-8.0	-0.7	-8.1	-1.3
tipo	22	-9.1	-1.4	-5.9	-5.1	-7.4	-4.0	-7.5	-3.5	-8.6	-2.3	-8.6	-2.4
tipo	22	-9.2	-1.4	-5.9	-5.1	-7.5	-4.0	-7.5	-3.6	-8.6	-2.3	-8.7	-2.4
tipo	25	-9.3	-3.6	-5.9	-6.8	-7.6	-6.1	-7.7	-5.0	-8.5	-4.8	-8.6	-4.2
tipo-concilio	25	-7.9	-3.3	-4.7	-8.9	-7.6	-3.6	-5.6	-7.5	-7.5	-3.7	-7.6	-4.4
tipo-concilio	28	-9.3	-3.6	-5.9	-9.5	-9.2	-3.6	-6.6	-8.3	-8.8	-4.0	-8.9	-4.8
concilio 1	28	-9.2	-3.5	-5.9	-9.4	-7.8	-5.1	-7.8	-6.4	-8.6	-4.2	-8.7	-5.1
concilio 1	30	-8.3	-4.5	-4.8	-11.1	-6.8	-6.0	-6.8	-7.8	-7.7	-5.2	-7.7	-6.5
diaframma	30	-5.5	-2.5	-2.7	-5.7	-4.3	-3.8	-4.3	-3.9	-5.0	-3.1	-5.0	-3.2
diaframma	31	-5.0	-3.1	-2.1	-6.3	-3.8	-4.4	-3.8	-4.5	-4.4	-3.7	-4.5	-3.8
diaframma	31	-5.0	-3.1	-2.1	-6.3	-3.8	-4.4	-3.8	-4.5	-4.4	-3.7	-4.5	-3.8
diaframma	32	-5.6	-2.4	-2.8	-5.5	-4.4	-3.7	-4.4	-3.8	-5.1	-2.9	-5.2	-3.1
concilio 1	32	-8.4	-4.4	-4.9	-10.8	-7.0	-5.9	-6.9	-7.7	-7.8	-5.0	-7.9	-6.2
concilio 1	33	-9.5	-3.3	-6.3	-8.8	-8.1	-4.8	-8.0	-6.0	-9.1	-3.7	-9.1	-4.3
tipo-concilio	33	-9.6	-3.3	-7.9	-8.9	-8.6	-4.3	-9.3	-6.8	-9.1	-3.8	-10.9	-4.4
tipo-concilio	36	-8.4	-2.8	-6.8	-7.6	-7.3	-3.9	-8.2	-5.6	-8.0	-3.2	-9.6	-3.6
tipo	36	-9.8	-2.8	-6.7	-5.9	-8.3	-5.0	-8.2	-4.5	-9.5	-3.3	-9.6	-3.2
tipo	39	-9.8	-1.8	-7.0	-3.1	-8.3	-4.1	-8.1	-2.2	-9.4	-2.4	-9.5	-1.1
tipo	39	-9.7	-1.9	-6.9	-3.1	-8.2	-4.1	-8.0	-2.3	-9.4	-2.4	-9.4	-1.2
tipo	42	-9.4	-1.4	-6.7	-2.8	-7.9	-3.7	-7.6	-2.1	-8.9	-2.1	-9.0	-1.0
tipo	42	-9.5	-1.2	-6.7	-2.7	-7.9	-3.5	-7.6	-2.0	-9.0	-1.9	-9.0	-0.9
tipo	45	-8.8	-1.3	-6.1	-2.8	-7.2	-3.7	-6.8	-2.2	-8.2	-2.2	-8.2	-1.0
tipo	45	-8.9	-1.2	-6.1	-2.7	-7.3	-3.6	-6.9	-2.1	-8.2	-2.1	-8.3	-1.0
tipo	48	-7.8	-1.8	-5.0	-3.1	-6.1	-4.3	-5.7	-2.5	-7.0	-2.9	-7.0	-1.4
tipo	48	-7.8	-1.7	-5.0	-3.1	-6.1	-4.3	-5.7	-2.5	-7.0	-2.9	-7.0	-1.4
tipo	51	-6.4	-2.5	-3.6	-3.5	-4.7	-5.1	-4.2	-3.0	-5.5	-3.9	-5.6	-2.0
tipo	51	-6.4	-2.5	-3.6	-3.5	-4.7	-5.0	-4.2	-3.0	-5.5	-3.9	-5.6	-1.9
tipo	54	-5.8	-3.6	-3.0	-4.1	-4.1	-6.1	-3.5	-3.7	-4.7	-5.1	-4.8	-2.6
tipo	54	-5.8	-3.4	-3.0	-4.0	-4.1	-6.0	-3.5	-3.6	-4.7	-5.0	-4.8	-2.6
tipo	57	-5.0	-4.8	-2.2	-4.7	-3.3	-7.4	-2.6	-4.4	-3.8	-6.6	-3.9	-3.4
tipo	57	-5.0	-4.8	-2.2	-4.7	-3.3	-7.4	-2.6	-4.4	-3.7	-6.6	-3.8	-3.4
tipo	61	-4.2	-4.6	-1.5	-4.6	-2.6	-7.1	-1.8	-4.3	-2.9	-6.5	-3.0	-3.4
tipo	61	-4.2	-4.6	-1.5	-4.6	-2.6	-7.1	-1.8	-4.3	-2.9	-6.5	-3.0	-3.4
tipo	61	-4.2	-4.6	-1.5	-4.6	-2.6	-7.1	-1.8	-4.3	-2.9	-6.5	-3.0	-3.4
tipo	64	-5.0	-4.8	-2.2	-4.7	-3.4	-7.2	-2.6	-4.4	-3.6	-6.8	-3.7	-3.5
tipo	64	-5.0	-4.8	-2.2	-4.7	-3.5	-7.1	-2.6	-4.4	-3.6	-6.8	-3.7	-3.5
tipo	67	-5.8	-3.4	-3.0	-4.0	-4.4	-5.5	-3.5	-3.6	-4.4	-5.5	-4.5	-2.8
tipo	67	-5.8	-3.6	-3.0	-4.1	-4.4	-5.7	-3.5	-3.7	-4.4	-5.6	-4.5	-2.9
tipo	70	-6.4	-2.5	-3.6	-3.5	-5.2	-4.3	-4.2	-3.0	-5.0	-4.5	-5.1	-2.3
tipo	70	-6.4	-2.5	-3.6	-3.5	-5.2	-4.4	-4.2	-3.0	-5.0	-4.6	-5.1	-2.3
tipo	73	-7.8	-1.7	-5.0	-3.1	-6.7	-3.3	-5.7	-2.5	-6.3	-3.8	-6.4	-1.9
tipo	73	-7.8	-1.8	-5.0	-3.1	-6.7	-3.4	-5.7	-2.5	-6.3	-3.9	-6.4	-1.9
tipo	76	-8.9	-1.2	-6.1	-2.7	-8.0	-2.5	-6.9	-2.1	-7.5	-3.3	-7.5	-1.6
tipo	76	-8.8	-1.3	-6.0	-2.8	-8.0	-2.6	-6.8	-2.1	-7.4	-3.4	-7.5	-1.6
tipo	79	-9.5	-1.2	-6.7	-2.7	-8.8	-2.1	-7.6	-2.0	-8.1	-3.3	-8.1	-1.6
tipo	79	-9.4	-1.4	-6.7	-2.8	-8.8	-2.3	-7.6	-2.1	-8.0	-3.5	-8.1	-1.7
tipo	82	-9.7	-1.9	-6.9	-3.1	-9.3	-2.5	-8.0	-2.2	-8.3	-4.0	-8.4	-2.0
tipo	82	-9.8	-1.8	-7.0	-3.1	-9.4	-2.5	-8.1	-2.2	-8.4	-3.9	-8.4	-1.9
tipo	85	-9.8	-2.8	-6.7	-3.8	-9.6	-3.2	-8.2	-2.6	-8.3	-5.1	-8.3	-2.5
tipo-concilio	85	-8.4	-2.8	-5.5	-7.6	-8.3	-2.9	-6.1	-6.7	-7.0	-4.3	-7.1	-5.2
tipo-concilio	88	-9.5	-3.4	-6.3	-8.8	-9.5	-3.4	-6.8	-7.9	-7.8	-5.2	-7.9	-6.4
concilio 1	88	-9.5	-3.3	-6.2	-8.8	-9.4	-3.4	-8.0	-5.9	-7.7	-5.1	-7.8	-6.3
concilio 1	90	-8.4	-4.4	-4.9	-10.7	-8.3	-4.5	-6.9	-7.6	-6.5	-6.4	-6.6	-8.2
diaframma	90	-5.6	-2.4	-2.8	-5.5	-5.5	-2.5	-4.4	-3.8	-4.1	-4.1	-4.1	-4.1
diaframma	91	-5.0	-3.1	-2.1	-6.3	-4.9	-3.2	-3.8	-4.5	-3.4	-4.9	-3.4	-4.9
diaframma	91	-5.0	-3.1	-2.1	-6.3	-4.9	-3.2	-3.8	-4.5	-3.4	-4.9	-3.4	-4.9
diaframma	92	-5.5	-2.5	-2.7	-5.6	-5.4	-2.6	-4.3	-3.9	-3.9	-4.2	-3.9	-4.3
concilio 1	92	-8.3	-4.5	-4.8	-11.0	-8.2	-4.6	-6.8	-7.7	-6.3	-6.6	-6.4	-8.5
concilio 1	93	-9.3	-3.5	-5.9	-9.3	-9.1	-3.7	-7.8	-6.3	-7.4	-5.6	-7.4	-7.0
tipo-concilio	93	-9.3	-3.6	-7.4	-9.3	-9.3	-3.6	-8.1	-8.3	-7.6	-5.3	-9.3	-6.7
tipo-concilio	96	-7.9	-3.3	-5.9	-8.9	-7.8	-3.4	-6.8	-7.6	-6.2	-5.0	-7.7	-6.3
tipo	96	-9.3	-3.6	-5.8	-4.5	-8.8	-4.3	-7.6	-3.1	-7.2	-6.7	-7.3	-3.4
tipo	99	-9.2	-1.4	-5.9	-3.2	-8.5	-2.4	-7.4	-2.0	-7.2	-4.4	-7.2	-2.2
tipo	99	-9.1	-1.4	-5.9	-3.2	-8.5	-2.4	-7.4	-2.0	-7.1	-4.4	-7.2	-2.2
tipo	102	-8.7	0.3	-5.7	-2.2	-7.9	-0.9	-7.0	-1.1	-6.8	-2.6	-6.8	-1.2
tipo	102	-8.7	0.3	-5.7	-2.2	-7.9	-0.9	-7.0	-1.1	-6.8	-2.6	-6.8	-1.2
tipo	105	-7.6	-0.2	-4.9	-2.2	-6.8	-1.5	-6.0	-1.3	-5.9	-2.9	-5.9	-1.4
tipo	105	-7.7	-0.2	-4.9	-2.2	-6.8	-1.6	-6.0	-1.3	-5.9	-2.9	-5.9	-1.4
tipo	108	-5.9	-1.8	-3.5	-2.7	-5.0	-3.1	-4.4	-2.0	-4.3	-4.1	-4.4	-2.1
tipo	108	-5.9	-1.6	-3.5	-2.6	-5.0	-2.9	-4.4	-1.9	-4.4	-4.0	-4.4	-2.0
tipo	111	-3.8	-3.5	-1.9	-3.4	-3.0	-4.8	-2.6	-2.8	-2.5	-5.5	-2.5	-2.8
tipo	111	-3.9	-3.4	-1.9	-3.3	-3.0	-4.7	-2.6	-2.8	-2.5	-5.4	-2.5	-2.8
tipo	114	-2.8	-3.7	-1.3	-3.0	-2.1	-4.7	-1.8	-2.7	-1.8	-5.2	-1.8	-2.7
tipo	114	-2.8	-3.6	-1.4	-3.0	-2.1	-4.6	-1.8	-2.6	-1.8	-5.0	-1.8	-2.6
tipo	117	-1.5	-4.1	-0.7	-2.7	-1.1	-4.7	-0.9	-2.6	-0.9	-4.9	-0.9	-2.6
tipo	117	-1.5	-4.0	-0.7	-2.7	-1.1	-4.6	-1.0	-2.5	-1.0	-4.8	-1.0	-2.5
tipo	120	-0.9	-4.9	-0.7	-2.7	-0.8	-5.0	-0.8	-2.6	-0.8	-5.1	-0.8	-2.6
diaframma	120	-0.5	-2.0	-0.3	-2.2	-0.4	-2.1	-0.4	-2.1	-0.4	-2.1	-0.4	-2.1
diaframma	121	-0.3	-2.2	-0.3	-2.2	-0.3	-2.2	-0.3	-2.2	-0.3	-2.2	-0.3	-2.2
diaframma	121	-0.4	-1.9	-0.4	-2.0	-0.4	-1.9	-0.4	-1.9	-0.4	-1.9	-0.4	-1.9
diaframma	121	0.0	-1.8	0.0	-1.8	0.0	-1.8	0.0	-1.8	0.0	-1.8	0.0	-1.8

SLE combinazione QUASI PERMANENTE

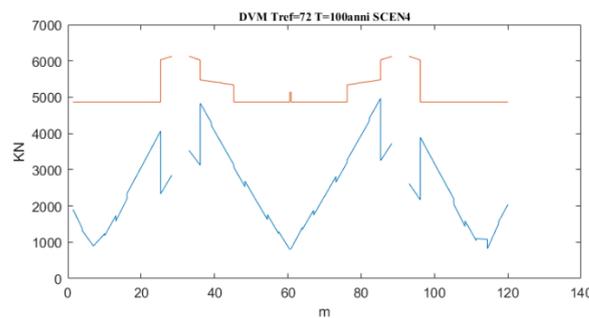
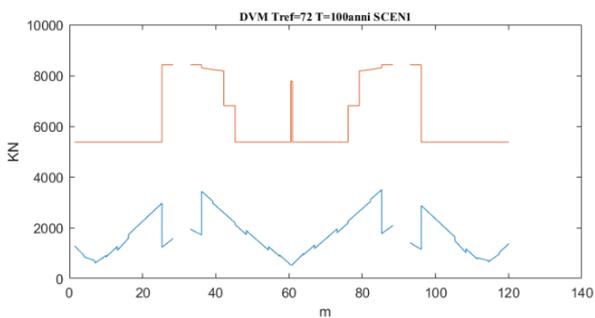
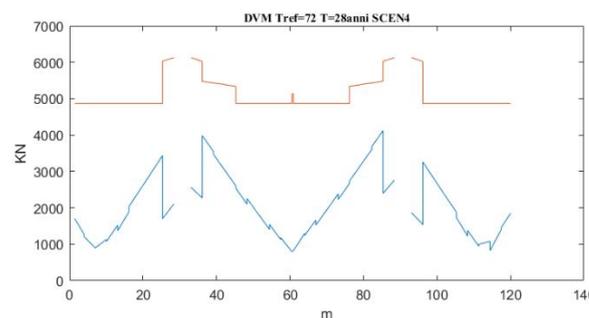
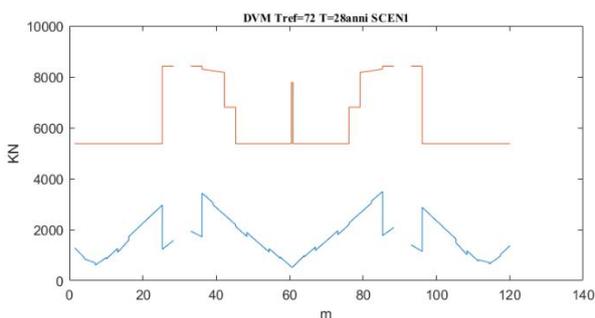
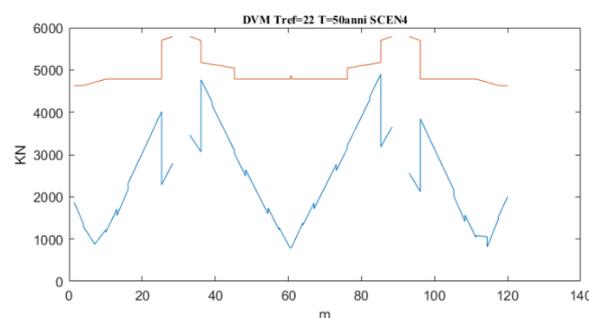
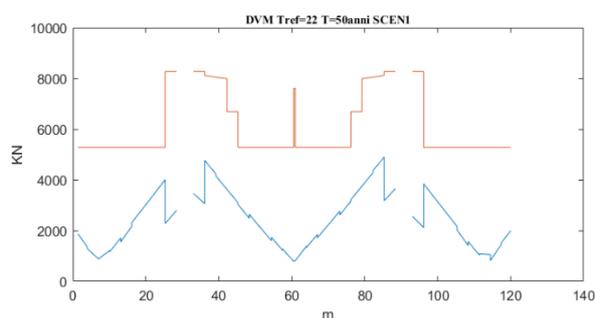
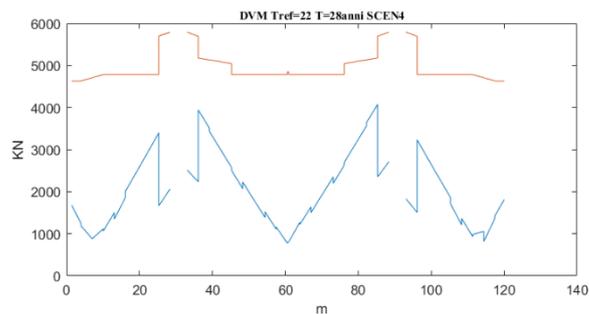
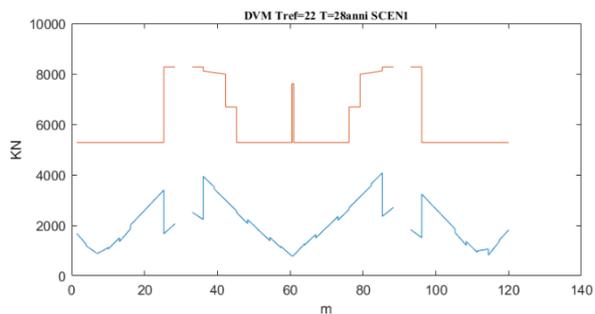
SEZIONE		VALORI COMPRESIONE MASSIMI											
		Mmax		Mmin		Nmax		Nmin		M2max		M2min	
		asup	ainf	asup	ainf	asup	ainf	asup	ainf	asup	ainf	asup	ainf
diaframma	0	0.0	-1.8	0.0	-1.8	0.0	-1.8	0.0	-1.8	0.0	-1.8	0.0	-1.8
diaframma	1	-0.4	-1.9	-0.4	-1.9	-0.4	-1.9	-0.4	-1.9	-0.4	-1.9	-0.4	-1.9
diaframma	1	-0.3	-2.2	-0.3	-2.2	-0.3	-2.2	-0.3	-2.2	-0.3	-2.2	-0.3	-2.2
diaframma	1	-0.4	-2.1	-0.4	-2.1	-0.4	-2.1	-0.4	-2.1	-0.4	-2.1	-0.4	-2.1
tipo	1	-0.8	-5.1	-0.8	-3.7	-0.8	-5.1	-0.8	-3.7	-0.8	-5.1	-0.8	-3.7
tipo	4	-1.0	-4.8	-0.9	-3.6	-1.0	-4.8	-0.9	-3.6	-1.0	-4.8	-0.9	-3.6
tipo	4	-1.0	-4.9	-0.9	-3.7	-1.0	-4.9	-0.9	-3.7	-1.0	-4.9	-0.9	-3.6
tipo	7	-1.9	-4.9	-1.7	-3.8	-1.9	-4.9	-1.7	-3.8	-1.9	-4.9	-1.9	-3.7
tipo	7	-1.9	-5.0	-1.7	-3.9	-1.9	-5.0	-1.7	-3.9	-1.9	-5.0	-1.9	-3.8
tipo	10	-2.7	-5.2	-2.5	-4.2	-2.7	-5.2	-2.5	-4.2	-2.7	-5.2	-2.7	-3.9
tipo	10	-2.7	-5.2	-2.5	-4.3	-2.7	-5.2	-2.5	-4.3	-2.7	-5.2	-2.7	-4.0
tipo	13	-4.6	-3.5	-4.3	-3.3	-4.6	-3.5	-4.3	-3.3	-4.6	-3.5	-4.6	-3.0
tipo	13	-4.6	-3.7	-4.3	-3.4	-4.6	-3.7	-4.3	-3.4	-4.6	-3.7	-4.6	-3.1
tipo	16	-6.3	-2.3	-5.8	-2.6	-6.3	-2.3	-5.8	-2.6	-6.3	-2.3	-6.3	-2.2
tipo	16	-6.2	-2.3	-5.8	-2.6	-6.2	-2.3	-5.8	-2.6	-6.2	-2.3	-6.2	-2.2
tipo	19	-7.3	-1.8	-6.8	-2.4	-7.3	-1.8	-6.8	-2.4	-7.3	-1.8	-7.3	-1.9
tipo	19	-7.3	-1.8	-6.8	-2.4	-7.3	-1.8	-6.8	-2.4	-7.3	-1.8	-7.3	-1.9
tipo	22	-7.8	-3.5	-7.2	-3.7	-7.8	-3.5	-7.2	-3.7	-7.8	-3.5	-7.8	-3.1
tipo	22	-7.8	-3.5	-7.2	-3.7	-7.8	-3.5	-7.2	-3.7	-7.8	-3.5	-7.8	-3.1
tipo	25	-8.0	-5.5	-7.4	-5.2	-8.0	-5.5	-7.4	-5.2	-8.0	-5.5	-8.0	-4.6
tipo-concio	25	-6.7	-4.6	-6.1	-6.6	-6.7	-4.6	-6.1	-6.6	-6.7	-4.6	-6.7	-5.5
tipo-concio	28	-8.2	-4.7	-7.5	-6.7	-8.2	-4.7	-7.5	-6.7	-8.2	-4.7	-8.2	-5.6
concio 1	28	-8.2	-4.7	-7.5	-6.7	-8.2	-4.7	-7.5	-6.7	-8.2	-4.7	-8.2	-5.6
concio 1	30	-7.3	-5.6	-6.5	-8.2	-7.3	-5.6	-6.5	-8.2	-7.3	-5.6	-7.3	-7.0
diaframma	30	-4.7	-3.5	-4.1	-4.1	-4.7	-3.5	-4.1	-4.1	-4.7	-3.5	-4.7	-3.5
diaframma	31	-4.1	-4.0	-3.5	-4.7	-4.1	-4.0	-3.5	-4.7	-4.1	-4.0	-4.1	-4.0
diaframma	31	-4.1	-4.0	-3.5	-4.7	-4.1	-4.0	-3.5	-4.7	-4.1	-4.0	-4.1	-4.0
diaframma	32	-4.8	-3.4	-4.2	-4.0	-4.8	-3.4	-4.2	-4.0	-4.8	-3.4	-4.8	-3.4
concio 1	32	-7.4	-5.5	-6.6	-8.0	-7.4	-5.5	-6.6	-8.0	-7.4	-5.5	-7.4	-6.8
concio 1	33	-8.5	-4.4	-7.7	-6.3	-8.5	-4.4	-7.7	-6.3	-8.5	-4.4	-8.5	-5.1
tipo-concio	33	-8.6	-4.4	-9.4	-6.4	-7.8	-5.2	-10.2	-5.1	-8.6	-4.4	-10.2	-5.2
tipo-concio	36	-7.3	-3.9	-7.9	-5.8	-6.5	-4.7	-8.7	-4.6	-7.3	-3.9	-8.7	-4.6
tipo	36	-8.7	-4.5	-7.8	-4.7	-8.7	-4.5	-7.8	-4.7	-8.7	-4.5	-8.7	-3.9
tipo	39	-8.6	-3.7	-7.7	-2.4	-8.6	-3.7	-7.7	-2.4	-8.6	-3.7	-8.6	-1.8
tipo	39	-8.5	-3.7	-7.7	-2.4	-8.5	-3.7	-7.7	-2.4	-8.5	-3.7	-8.5	-1.8
tipo	42	-8.1	-3.4	-7.3	-2.3	-8.1	-3.4	-7.3	-2.3	-8.1	-3.4	-8.1	-1.6
tipo	42	-8.1	-3.2	-7.3	-2.2	-8.1	-3.2	-7.3	-2.2	-8.1	-3.2	-8.1	-1.5
tipo	45	-7.3	-3.5	-6.5	-2.3	-7.3	-3.5	-6.5	-2.3	-7.3	-3.5	-7.3	-1.7
tipo	45	-7.4	-3.4	-6.6	-2.3	-7.4	-3.4	-6.6	-2.3	-7.4	-3.4	-7.4	-1.6
tipo	48	-6.2	-4.2	-5.3	-2.7	-6.2	-4.2	-5.3	-2.7	-6.2	-4.2	-6.2	-2.0
tipo	48	-6.2	-4.2	-5.3	-2.7	-6.2	-4.2	-5.3	-2.7	-6.1	-4.2	-6.1	-2.0
tipo	51	-4.7	-5.1	-3.9	-3.2	-4.7	-5.1	-3.9	-3.2	-4.7	-5.1	-4.7	-2.5
tipo	51	-4.7	-5.1	-3.9	-3.2	-4.7	-5.1	-3.9	-3.2	-4.7	-5.1	-4.7	-2.5
tipo	54	-4.0	-6.3	-3.2	-3.8	-4.0	-6.3	-3.2	-3.8	-4.0	-6.3	-4.0	-3.2
tipo	54	-4.0	-6.1	-3.2	-3.7	-4.0	-6.1	-3.2	-3.7	-4.0	-6.1	-4.0	-3.1
tipo	57	-3.1	-7.6	-2.3	-4.5	-3.1	-7.6	-2.3	-4.5	-3.1	-7.6	-3.1	-3.9
tipo	57	-3.1	-7.6	-2.3	-4.6	-3.1	-7.6	-2.3	-4.6	-3.1	-7.6	-3.1	-3.9
tipo	61	-2.3	-7.4	-1.5	-4.5	-2.3	-7.4	-1.5	-4.5	-2.3	-7.4	-2.3	-3.8
tipo	61	-2.3	-7.4	-1.5	-4.5	-2.3	-7.4	-1.5	-4.5	-2.3	-7.4	-2.3	-3.8
tipo	61	-2.3	-7.4	-1.5	-4.5	-2.3	-7.4	-1.5	-4.5	-2.3	-7.4	-2.3	-3.8
tipo	61	-2.3	-7.4	-1.5	-4.5	-2.3	-7.4	-1.5	-4.5	-2.3	-7.4	-2.3	-3.8
tipo	64	-3.1	-7.6	-2.3	-4.6	-3.1	-7.6	-2.3	-4.6	-3.1	-7.6	-3.1	-3.9
tipo	64	-3.1	-7.6	-2.3	-4.5	-3.1	-7.6	-2.3	-4.5	-3.1	-7.6	-3.1	-3.9
tipo	67	-4.0	-6.1	-3.2	-3.7	-4.0	-6.1	-3.2	-3.7	-4.0	-6.1	-4.0	-3.1
tipo	67	-4.0	-6.3	-3.2	-3.8	-4.0	-6.3	-3.2	-3.8	-4.0	-6.3	-4.0	-3.2
tipo	70	-4.7	-5.1	-3.9	-3.2	-4.7	-5.1	-3.9	-3.2	-4.7	-5.1	-4.7	-2.5
tipo	70	-4.7	-5.1	-3.9	-3.2	-4.7	-5.1	-3.9	-3.2	-4.7	-5.1	-4.7	-2.5
tipo	73	-6.2	-4.2	-5.3	-2.7	-6.2	-4.2	-5.3	-2.7	-6.2	-4.2	-6.2	-2.0
tipo	73	-6.2	-4.2	-5.3	-2.7	-6.2	-4.2	-5.3	-2.7	-6.2	-4.2	-6.2	-2.0
tipo	76	-7.4	-3.4	-6.6	-2.3	-7.4	-3.4	-6.6	-2.3	-7.4	-3.4	-7.4	-1.6
tipo	76	-7.3	-3.5	-6.5	-2.3	-7.3	-3.5	-6.5	-2.3	-7.3	-3.5	-7.3	-1.7
tipo	79	-8.1	-3.2	-7.3	-2.2	-8.1	-3.2	-7.3	-2.2	-8.1	-3.2	-8.1	-1.5
tipo	79	-8.1	-3.4	-7.3	-2.3	-8.1	-3.4	-7.3	-2.3	-8.1	-3.4	-8.1	-1.6
tipo	82	-8.5	-3.7	-7.7	-2.4	-8.5	-3.7	-7.7	-2.4	-8.5	-3.7	-8.5	-1.8
tipo	82	-8.6	-3.7	-7.7	-2.4	-8.6	-3.7	-7.7	-2.4	-8.6	-3.7	-8.6	-1.7
tipo	85	-8.7	-4.5	-7.9	-2.9	-8.7	-4.5	-7.9	-2.9	-8.7	-4.5	-8.7	-2.2
tipo-concio	85	-7.4	-3.9	-6.6	-5.8	-7.4	-3.9	-6.6	-5.8	-7.4	-3.9	-7.4	-4.5
tipo-concio	88	-8.5	-4.4	-7.7	-6.4	-8.5	-4.4	-7.7	-6.4	-8.5	-4.4	-8.5	-5.2
concio 1	88	-8.5	-4.4	-7.7	-6.4	-8.5	-4.4	-7.7	-6.4	-8.5	-4.4	-8.5	-5.1
concio 1	90	-7.4	-5.5	-6.6	-8.0	-7.4	-5.5	-6.6	-8.0	-7.4	-5.5	-7.4	-6.8
diaframma	90	-4.8	-3.4	-4.2	-4.0	-4.8	-3.4	-4.2	-4.0	-4.8	-3.4	-4.8	-3.4
diaframma	91	-4.1	-4.0	-3.5	-4.7	-4.1	-4.0	-3.5	-4.7	-4.1	-4.0	-4.1	-4.0
diaframma	91	-4.1	-4.0	-3.5	-4.7	-4.1	-4.0	-3.5	-4.7	-4.1	-4.0	-4.1	-4.0
diaframma	92	-4.7	-3.5	-4.1	-4.1	-4.7	-3.5	-4.1	-4.1	-4.7	-3.5	-4.7	-3.5
concio 1	92	-7.3	-5.6	-6.5	-8.2	-7.3	-5.6	-6.5	-8.2	-7.3	-5.6	-7.3	-7.0
concio 1	93	-8.2	-4.7	-7.5	-6.7	-8.2	-4.7	-7.5	-6.7	-8.2	-4.7	-8.2	-5.5
tipo-concio	93	-8.3	-4.7	-9.2	-6.7	-8.3	-4.7	-9.2	-6.7	-8.3	-4.7	-9.2	-5.6
tipo-concio	96	-6.7	-4.6	-7.4	-6.6	-6.7	-4.6	-7.4	-6.6	-6.7	-4.6	-6.7	-5.6
tipo	96	-8.0	-5.5	-7.3	-3.3	-8.0	-5.5	-7.3	-3.3	-8.0	-5.5	-8.0	-2.7
tipo	99	-7.8	-3.5	-7.2	-2.1	-7.8	-3.5	-7.2	-2.1	-7.8	-3.5	-7.8	-1.7
tipo	99	-7.8	-3.5	-7.2	-2.1	-7.8	-3.5	-7.2	-2.1	-7.8	-3.5	-7.8	-1.7
tipo	102	-7.3	-1.8	-6.8	-1.2	-7.3	-1.8	-6.8	-1.2	-7.3	-1.8	-7.3	-0.8
tipo	102	-7.3	-1.8	-6.8	-1.2	-7.3	-1.8	-6.8	-1.2	-7.3	-1.8	-7.3	-0.8
tipo	105	-6.2	-2.3	-5.8	-1.4	-6.2	-2.3	-5.8	-1.4	-6.2	-2.3	-6.2	-1.1
tipo	105	-6.3	-2.3	-5.8	-1.4	-6.3	-2.3	-5.8	-1.4	-6.3	-2.3	-6.3	-1.1
tipo	108	-4.6	-3.7	-4.3	-2.1	-4.6	-3.7	-4.3	-2.1	-4.6	-3.7	-4.6	-1.8
tipo	108	-4.6	-3.5	-4.3	-2.0	-4.6	-3.5	-4.3	-2.0	-4.6	-3.5	-4.6	-1.7
tipo	111	-2.7	-5.2	-2.5	-2.9	-2.7	-5.2	-2.5	-2.9	-2.7	-5.2	-2.7	-2.7
tipo	111	-2.7	-5.1	-2.5	-2.8	-2.7	-5.1	-2.5	-2.8	-2.7	-5.2	-2.7	-2.6
tipo	114	-1.9	-5.0	-1.7	-2.7	-1.9	-5.0	-1.7	-2.7	-1.9	-5.0	-1.9	-2.6
tipo	114	-1.9	-4.9	-1.7	-2.6	-1.9	-4.9	-1.7	-2.6	-1.9	-4.9	-1.9	-2.5
tipo	117	-1.0	-4.9	-0.9	-2.6	-1.0	-4.9	-0.9	-2.6	-1.0	-4.9	-1.0	-2.5
tipo	117	-1.0	-4.8	-0.9	-2.5	-1.0	-4.8	-0.9	-2.5	-1.0	-4.8	-1.0	-2.5
tipo	120	-0.8	-5.1	-0.8	-2.6	-0.8	-5.1	-0.8	-2.6	-0.8	-5.1	-0.8	-2.6
diaframma	120	-0.4	-2.1	-0.4	-2.1	-0.4	-2.1	-0.4	-2.1	-0.4	-2.1	-0.4	-2.1
diaframma	121	-0.3	-2.2	-0.3	-2.2	-0.3	-2.2	-0.3	-2.2	-0.3	-2.2	-0.3	-2.2
diaframma	121	-0.4	-1.9	-0.4	-1.9	-0.4	-1.9	-0.4	-1.9	-0.4	-1.9	-0.4	-1.9
diaframma	121	0.0	-1.8	0.0	-1.8	0.0	-1.8	0.0	-1.8	0.0	-1.8	0.0	-1.8

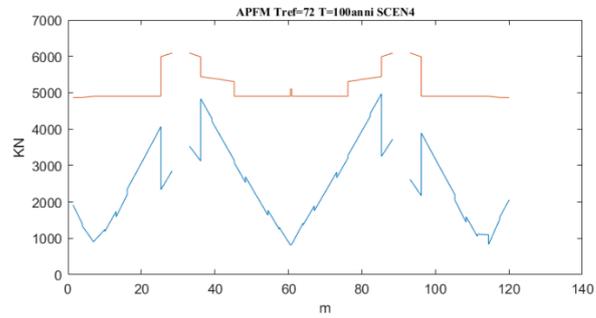
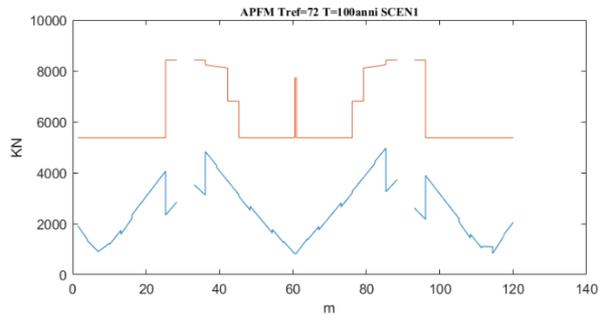
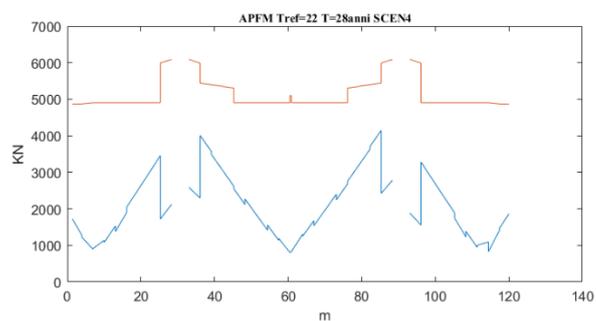
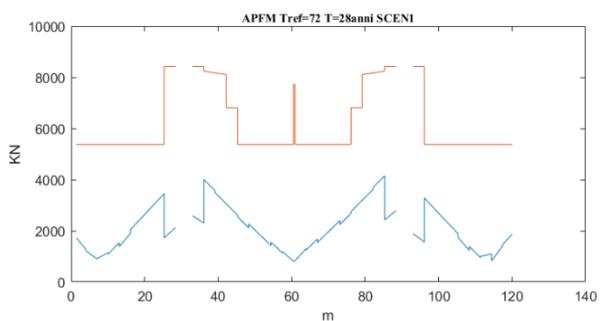
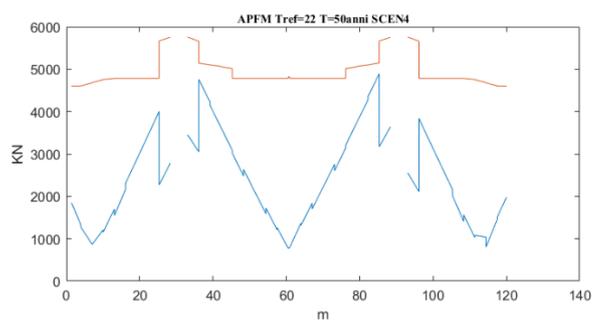
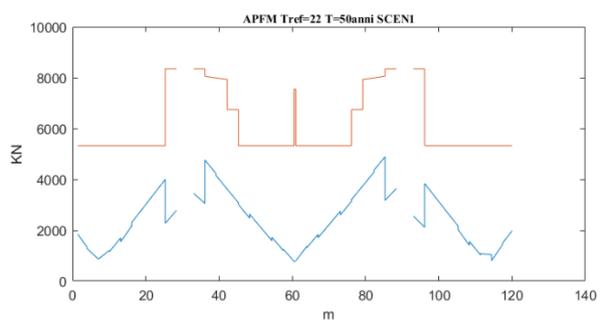
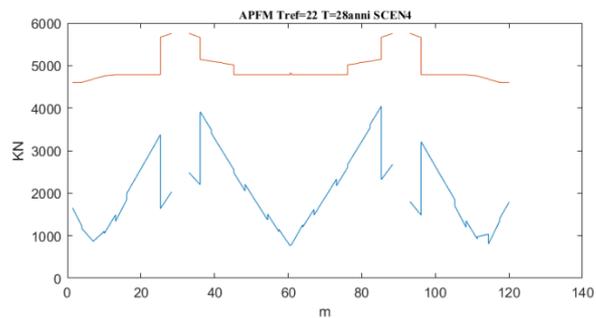
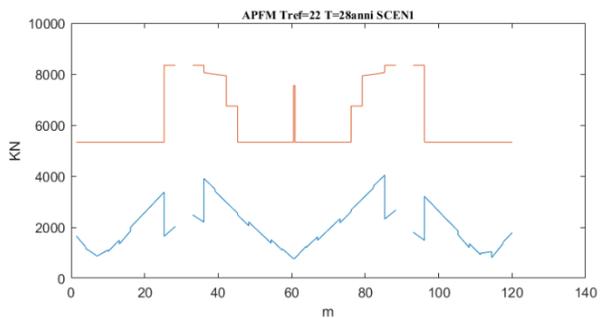
ALLEGATO 5

SLU taglio e torsione secondo Eurocodice

SEZIONE	CONCIO	brac. X	brac. Y	σ_{cp}	α_c	z	v1	ϑ	ϑ (rad)	bw	Asw	V/2+T	Vrd,c	Vrd,s	min Vrd	VERIFICA
0	diaframma	4.3	2.2	0.8	1.0	2200	0.5	22.0	0.4	1100	6842	1905	10731	69653	10731	VERO
1	diaframma	4.3	2.2	1.1	1.0	2200	0.5	22.0	0.4	1100	6842	1853	10810	69653	10810	VERO
1	diaframma	4.3	2.2	1.1	1.0	2200	0.5	22.0	0.4	1100	6842	2368	10831	69653	10831	VERO
1	diaframma	4.3	2.2	1.1	1.0	2200	0.5	22.0	0.4	1100	6842	1733	10832	69653	10832	VERO
1	tipo	5.0	2.8	2.3	1.1	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	1918	5780	5153	5153	VERO
4	tipo	5.0	2.8	2.3	1.1	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	1390	5783	5153	5153	VERO
4	tipo	5.0	2.8	2.3	1.1	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	1333	5786	5153	5153	VERO
7	tipo	5.0	2.8	2.8	1.1	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	897	5876	5153	5153	VERO
7	tipo	5.0	2.8	2.9	1.1	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	930	5884	5153	5153	VERO
10	tipo	5.0	2.8	3.4	1.1	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	1243	5971	5153	5153	VERO
10	tipo	5.0	2.8	3.4	1.1	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	1190	5977	5153	5153	VERO
13	tipo	5.0	2.8	3.8	1.1	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	1744	6050	5153	5153	VERO
13	tipo	5.0	2.8	3.9	1.1	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	1591	6062	5153	5153	VERO
16	tipo	5.0	2.8	4.3	1.1	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	2216	6124	5153	5153	VERO
16	tipo	5.0	2.8	4.2	1.1	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	2361	6120	5153	5153	VERO
19	tipo	5.0	2.8	4.5	1.1	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	2933	6173	5153	5153	VERO
19	tipo	5.0	2.8	4.6	1.1	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	2931	6174	5153	5153	VERO
22	tipo	5.0	2.8	5.4	1.2	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	3508	6317	5153	5153	VERO
22	tipo	5.0	2.8	5.4	1.2	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	3507	6320	5153	5153	VERO
25	tipo	5.0	2.8	6.3	1.2	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	4086	6471	5153	5153	VERO
25	tipo-concio	5.0	2.8	5.1	1.2	2770	0.5	26.0	0.5	450	760	2354	7119	8070	7119	VERO
28	tipo-concio	5.0	2.8	5.7	1.2	2770	0.5	26.0	0.5	450	760	2873	7230	8070	7230	VERO
28	concio 1	5.0	2.6	5.7	1.2	2570	0.5	30.0	0.5	450	6594	4847	7362	54876	7362	VERO
30	concio 1	5.0	2.6	5.8	1.2	2570	0.5	30.0	0.5	450	6594	5284	7384	54876	7384	VERO
30	diaframma	4.3	2.2	3.6	1.1	2200	0.5	32.0	0.6	1100	9865	5331	15077	64934	15077	VERO
31	diaframma	4.3	2.2	3.6	1.1	2200	0.5	36.0	0.6	1100	9865	5614	15962	55847	15962	VERO
31	diaframma	4.3	2.2	3.6	1.1	2200	0.5	36.0	0.6	1100	9865	6430	15962	55847	15962	VERO
32	diaframma	4.3	2.2	3.6	1.1	2200	0.5	32.0	0.6	1100	9865	6144	15080	64934	15080	VERO
32	concio 1	5.0	2.6	5.8	1.2	2570	0.5	30.0	0.5	450	6594	6082	7384	54876	7384	VERO
33	concio 1	5.0	2.6	5.7	1.2	2570	0.5	30.0	0.5	450	6594	5598	7367	54876	7367	VERO
33	tipo-concio	5.0	2.8	5.7	1.2	2770	0.5	26.0	0.5	450	760	3556	7235	8070	7235	VERO
36	tipo-concio	5.0	2.8	5.1	1.2	2770	0.5	26.0	0.5	450	760	3148	7110	8070	7110	VERO
36	tipo	5.0	2.8	6.2	1.2	2770	0.5	22.0	0.4	450	760	4856	6462	9741	6462	VERO
39	tipo	5.0	2.8	5.9	1.2	2770	0.5	22.0	0.4	450	760	4313	6409	9741	6409	VERO
39	tipo	5.0	2.8	5.9	1.2	2770	0.5	22.0	0.4	450	628	4237	6409	8050	6409	VERO
42	tipo	5.0	2.8	5.6	1.2	2770	0.5	22.0	0.4	450	628	3693	6363	8050	6363	VERO
42	tipo	5.0	2.8	5.6	1.2	2770	0.5	22.0	0.4	450	509	3695	6352	6524	6352	VERO
45	tipo	5.0	2.8	5.3	1.2	2770	0.5	22.0	0.4	450	509	3153	6301	6524	6301	VERO
45	tipo	5.0	2.8	5.3	1.2	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	3086	6297	5153	5153	VERO
48	tipo	5.0	2.8	4.9	1.2	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	2543	6234	5153	5153	VERO
48	tipo	5.0	2.8	4.9	1.2	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	2699	6231	5153	5153	VERO
51	tipo	5.0	2.8	4.4	1.1	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	2164	6151	5153	5153	VERO
51	tipo	5.0	2.8	4.4	1.1	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	2168	6152	5153	5153	VERO
54	tipo	5.0	2.8	4.5	1.1	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	1638	6161	5153	5153	VERO
54	tipo	5.0	2.8	4.4	1.1	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	1774	6151	5153	5153	VERO
57	tipo	5.0	2.8	4.5	1.1	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	1252	6158	5153	5153	VERO
57	tipo	5.0	2.8	4.4	1.1	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	1303	6155	5153	5153	VERO
61	tipo	5.0	2.8	3.9	1.1	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	811	6059	5153	5153	VERO
61	tipo	5.0	2.8	3.9	1.1	2770	0.5	22.0	0.4	450	1206	811	6059	15458	6059	VERO
61	tipo	5.0	2.8	3.9	1.1	2770	0.5	22.0	0.4	450	1206	837	6059	15458	6059	VERO
61	tipo	5.0	2.8	3.9	1.1	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	837	6059	5153	5153	VERO
64	tipo	5.0	2.8	4.4	1.1	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	1417	6155	5153	5153	VERO
64	tipo	5.0	2.8	4.5	1.1	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	1365	6158	5153	5153	VERO
67	tipo	5.0	2.8	4.4	1.1	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	1894	6151	5153	5153	VERO
67	tipo	5.0	2.8	4.5	1.1	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	1758	6161	5153	5153	VERO
70	tipo	5.0	2.8	4.4	1.1	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	2293	6152	5153	5153	VERO
70	tipo	5.0	2.8	4.4	1.1	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	2289	6151	5153	5153	VERO
73	tipo	5.0	2.8	4.9	1.2	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	2829	6231	5153	5153	VERO
73	tipo	5.0	2.8	4.9	1.2	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	2673	6234	5153	5153	VERO
76	tipo	5.0	2.8	5.3	1.2	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	3219	6297	5153	5153	VERO
76	tipo	5.0	2.8	5.3	1.2	2770	0.5	22.0	0.4	450	509	3287	6301	6524	6301	VERO
79	tipo	5.0	2.8	5.6	1.2	2770	0.5	22.0	0.4	450	509	3831	6352	6524	6352	VERO
79	tipo	5.0	2.8	5.6	1.2	2770	0.5	22.0	0.4	450	628	3830	6363	8050	6363	VERO
82	tipo	5.0	2.8	5.9	1.2	2770	0.5	22.0	0.4	450	628	4375	6409	8050	6409	VERO
82	tipo	5.0	2.8	5.9	1.2	2770	0.5	22.0	0.4	450	760	4451	6409	9741	6409	VERO
85	tipo	5.0	2.8	6.2	1.2	2770	0.5	22.0	0.4	450	760	4994	6466	9741	6466	VERO
85	tipo-concio	5.0	2.8	5.1	1.2	2770	0.5	26.0	0.5	450	760	3276	7118	8070	7118	VERO
88	tipo-concio	5.0	2.8	5.7	1.2	2770	0.5	26.0	0.5	450	760	3753	7230	8070	7230	VERO
88	concio 1	5.0	2.6	5.6	1.2	2570	0.5	30.0	0.5	450	6594	5716	7360	54876	7360	VERO
90	concio 1	5.0	2.6	5.8	1.2	2570	0.5	30.0	0.5	450	6594	6136	7384	54876	7384	VERO
90	diaframma	4.3	2.2	3.6	1.1	2200	0.5	32.0	0.6	1100	9865	6200	15080	64934	15080	VERO
91	diaframma	4.3	2.2	3.6	1.1	2200	0.5	36.0	0.6	1100	9865	6472	15962	55847	15962	VERO
91	diaframma	4.3	2.2	3.6	1.1	2200	0.5	36.0	0.6	1100	9865	5560	15962	55847	15962	VERO
92	diaframma	4.3	2.2	3.6	1.1	2200	0.5	32.0	0.6	1100	9865	5257	15076	64934	15076	VERO
92	concio 1	5.0	2.6	5.8	1.2	2570	0.5	30.0	0.5	450	6594	5212	7384	54876	7384	VERO
93	concio 1	5.0	2.6	5.7	1.2	2570	0.5	30.0	0.5	450	6594	4690	7369	54876	7369	VERO
93	tipo-concio	5.0	2.8	5.7	1.2	2770	0.5	26.0	0.5	450	760	2638	7235	8070	7235	VERO
96	tipo-concio	5.0	2.8	5.1	1.2	2770	0.5	26.0	0.5	450	760	2187	7113	8070	7113	VERO
96	tipo	5.0	2.8	6.2	1.2	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	3910	6467	5153	5153	VERO
99	tipo	5.0	2.8	5.4	1.2	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	3336	6320	5153	5153	VERO
99	tipo	5.0	2.8	5.4	1.2	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	3337	6317	5153	5153	VERO
102	tipo	5.0	2.8	4.6	1.1	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	2766	6174	5153	5153	VERO
102	tipo	5.0	2.8	4.5	1.1	2770	0.5	22.0	0.4	450	402	2768	6173	5153	5153	VERO
105	tipo	5.0	2.8	4.2	1.1	2770										

SLU taglio e torsione per APFM e DVM





NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali e le verifiche sono state condotte in accordo con le indicazioni fornite nelle seguenti normative:

-fib Bulletin 80

-Eurocodice 2 UNI EN 1992-1-1, "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: regole generali e regole per gli edifici"

-EN 1992-2, "Design of concrete structures – Part 2: Concrete bridges – Design and detailing rules" Con i seguenti supporti:

-CEB-FIP Model Code 90

-CEB Manual on "Structural effects of time-dependent behaviour of concrete" 1990.

-CEB-FIP Manual on "Bending and compression - Design of sections under axial action effects at the ultimate limit state" 1982.

-Structural concrete – Textbook on Behaviour, Design and Performance, CEB-FIP

-EN 1990:2002. Eurocode – Basis of structural design.

-EN 1991:2002. Eurocode – Actions on structures.

-EN 1992-1-1:2004. Design of concrete structures – General rules and rules for buildings.

BIBLIOGRAFIA

- *Progettazione e costruzione di ponti Con cenni di patologia e diagnostica delle opere esistenti*- Mario Paolo Petrangeli
- *Relazione di calcolo impalcato-Progetto esecutivo a cura di SINTECNA*- ing. Giuseppe Mancini
- *Fondamenti di tecnica delle costruzioni di Mauro Mezzina*
- CSI: <https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Prestress+losses#Prestresslosses-Frictionlosses>
- VCaLsu: <http://gelfi.unibs.it/software/Vcaslu-help.pdf>
- Diamantidis, D. et al. (2001), *Probabilistic Assessment of Existing Structures*. RILEM Publications S.A.R.L., France.
- Diamantidis, D. & Bazzuro, P. (2007), 'Safety acceptance criteria for existing structures'.
- Steenbergen R.D.J.M. & Vrouwenvelder, A.C.W.M. (2010), 'Safety philosophy for existing structures and partial factors for traffic load on bridges'. *Heron*, Vol. 55, No. 2 pp. 123-140.
- Sykora, M.; Diamantidis, D.; Holicky, M. & Jung, K. (2017), 'Target Reliability for Existing Structures Considering Economic and Societal Aspects'. *Structure and Infrastructure Engineering*, Vol. 13, No. 1, pp. 181-194.
- Sykora, M.; Holicky, M.; Markova, J. & Senberger, T. (2016), *Probabilistic reliability assessment of existing structures focused on industrial heritage buildings*.
- Vrouwenvelder, A.C.W.M. (2012), 'Target reliability as a function of the design working life'.
- Holicky, M. (2013a), 'Optimisation of the target reliability for temporary structures'. *Civil Engineering and Environmental Systems*, Vol. 30, No. 2, pp. 87-96.
- Holicky M. (2013b), *Introduction to Probability and Statistics for Engineers*. Springer, Heidelberg, Germany.
- Tanner, P. & Hingorani, R. (2015), 'Acceptable risks to persons associated with building structures'. *Structural Concrete*, Vol. 16, No. 3, pp. 313-322.
- Vrijling, J.K; van Gelder, P.H.A.J.M. & Ouwenkerk, S.J. (2005), 'Criteria for acceptable risk in the Netherlands'. In *Infrastructure Risk Management Processes: Natural, Accidental, and Deliberate Hazards*, Taylor, C. & VanMarcke, E. (Eds.). ASCE, Reston, VA, USA. pp. 143-157.
- ISO 2394:1998, *General principles on reliability for structures*.

- ISO 2394:2015, *General principles on reliability for structures*.
- ISO 13822:2010. *Bases for design of structures – Assessment of existing structures*.
- Tanner, P. & Hingorani, R. (2015), 'Acceptable risks to persons associated with building structures'. *Structural Concrete*, Vol. 16, No. 3, pp. 313-322.
- König, G. & Hosser, D. (1982), 'The simplified level II method and its application on the derivation of safety elements for level I'. In *CEB Bulletin no. 147, Conceptual Preparation of Future Codes – Progress Report*. Comité euro-international du béton, Paris, France.
- Taerwe, L. (1993), 'Towards a consistent treatment of model uncertainties in reliability formats for concrete structures'.
- .
- Diamantidis, D. et al. (2001), *Probabilistic Assessment of Existing Structures*. RILEM Publications S.A.R.L., France.
- fib SAG 9 (2010), *Revision of partial safety factors*. Internal report. Fédération internationale du béton (fib), Lausanne, Switzerland.
- Scholten, C. et al. (2004). *Reliability-Based Classification of the Load Carrying Capacity of Existing Bridges*. Report 291, <<http://www.vejdirektoratet.dk>>.
- CEN (1996), *Background document to CEN-ENV-1991-1 Basis of design (2nd draft)*. Report by the Eurocode 1.1 project team, European Committee for Standardization.
- JCSS PMC (2001). *JCSS Probabilistic Model Code (periodically updated online publication)*. Joint Committee on Structural Safety, <www.jcss.byg.dtu.dk>.

BIBLIOGRAFIA TABELLE-FIGURE

Fig 1-1 - Fig 1-9 “Progettazione e costruzione di ponti di Mario Paolo Petrangeli”

Fig 2-1

<https://earth.google.com/web/search/avigliana+autostrada/@45.08425421,7.40988846,340.34935499a,1132.20366365d,35y,-132.98639434h,87.91481494t,0r/data=CigiJgokCSzCLsYMQjdAESzCLsYMQjfAGVs8IcIfRzHAIX5MAyH5yV7A>

Fig 2.1-1 - Fig 2.2-1 Relazione di calcolo impalcato-Progetto esecutivo a cura di SINTECNA- ing. Giuseppe Mancini

Fig 2.3-1 _ Fig 2.3-4: <http://www.spicinternazionale.com/web/attrezzature-dettaglio.asp?i=5>

Fig 2.3-8: <https://www.dywit.it/prodotti/post-tensione-precompressione/sistemi-di-post-tensione/sistema-di-post-tensione-bonded/posa-in-opera/iniezione/>

Fig 5.7-1 _ Fig 5.7-4: Slide corso di c.a e c.a.p. prof. Luca Giordano Politecnico di Torino

Fig. 6.1-1- Fig. 6.8-9: fib Bulletin 80 P.8-72

Tabella 4.4-5 _ 5.1-1 _ 5.1-2: EN 1992-2

Tabella 6.2-1- Tabella 6.5-1: fib Bulletin 80 P.8-72