



UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e dell'Architettura

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

**Valutazione della sicurezza dei ponti esistenti:
vulnerabilità statica e sismica di un caso studio**

**Safety assessment of existing bridges:
static and seismic vulnerability of a case study**

Relatore:

Chiar.ma Prof.ssa Laura Ragni

Correlatore:

Chiar.mo Prof. Sandro Carbonari

Candidato:

Diego Coltrinari

Anno Accademico 2020/2021

Indice

Introduzione	8
1. Contesto Normativo	14
1.1.1. Norme Tecniche delle Costruzioni 2018 e il tema della conoscenza	17
1.1.2. Le Linee Guida dei Ponti esistenti.....	19
1.1.2.1. Livello 4 delle Linee Guida, la verifica accurata	24
2. Caso studio	28
2.1. Descrizione del caso studio.....	28
2.1.1. Impalcato.....	28
2.1.2. Sottostrutture.....	30
2.2. Metodo di calcolo da progetto esistente	32
3. Valutazione di sicurezza statica del caso studio	38
3.1. Normativa di riferimento.....	38
3.2. Livello di conoscenza.....	38
3.3. Materiali, valori caratteristici.....	39
3.3.1. Valori di progetto	42
3.4. Analisi dei carichi.....	43
3.4.1. Carichi Permanenti	44
3.4.2. Azione della precompressione	44
3.4.2.1. Calcolo della tensione del cavo risultante nelle sezioni oggetto di studio	47
3.4.3. Carichi da traffico.....	48
3.5. Modello di calcolo	52
3.5.1. Assegnazione dei carichi	55
3.6. Combinazione delle azioni	58
3.7. Verifica della trave	59
3.7.1. Verifica a flessione agli SLU	59
3.7.2. Verifica a taglio agli SLU.....	67
3.7.2.1. Risultati individuazione della Zona Fessurata.....	78
3.7.2.2. Definizione della tensione a cui lavora il cavo.....	88
3.7.2.3. Svolgimento analitico Verifica a taglio	89

3.8.	Verifica traversi.....	94
3.8.1.	Verifica a flessione agli SLU	94
3.8.2.	Verifica a taglio agli SLU.....	99
3.9.	Verifica soletta	104
3.9.1.	Modellazione Soletta	104
3.9.2.	Analisi dei carichi.....	106
3.9.2.1.	Carichi permanenti.....	106
3.9.2.2.	Azioni variabili da traffico: Carichi mobili verticali q1	107
3.9.3.	Sollecitazioni	111
3.9.4.	Verifica a flessione	112
3.9.5.	Verifica a taglio.....	117
3.9.6.	Verifica a punzonamento	119
4.	Valutazione di sicurezza sismica del caso studio	123
4.1.	Normativa di riferimento.....	123
4.2.	Livello di conoscenza e Materiali.....	123
4.3.	Azione sismica.....	125
4.4.	Analisi dei carichi.....	129
4.5.	Combinazione delle azioni	131
4.6.	Modello agli elementi finiti	133
4.6.1.	Descrizione del modello strutturale	133
4.6.1.1.	Impalcato.....	134
4.6.1.2.	Dispositivi d'appoggio	135
4.6.1.3.	Pile.....	137
4.6.1.4.	Fondazioni.....	141
4.6.1.5.	Nomenclatura modelli	141
4.6.2.	Descrizione della sorgente di massa.....	142
4.6.3.	Combinazioni di carico.....	143
4.7.	Analisi dinamica lineare con spettro elastico	144
4.7.1.	Analisi dinamica modale	146
4.7.1.1.	Modello 1.0.....	146
4.7.1.2.	Modello 1.1.....	146

4.7.1.3.	Modello 1.2.....	147
4.7.1.4.	Modello 1.3.....	147
4.7.1.5.	Modello 2.0.....	148
4.7.1.6.	Modello 2.1.....	148
4.7.1.7.	Conclusioni analisi dinamica modale.....	149
4.8.	Verifiche di sicurezza dei dispositivi d'appoggio.....	150
4.8.1.	Risultati allo stato limite di collasso (SLC).....	151
4.8.1.1.	Verifica in termini di forza.....	151
4.8.2.	Risultati allo stato limite di danno (SLD).....	156
4.8.2.1.	Verifica in termini di forza.....	156
4.8.2.2.	Verifica in termini di spostamento (deformazione a taglio).....	159
4.9.	Verifiche di sicurezza delle pile.....	163
4.9.1.	Verifiche del meccanismo duttile.....	164
4.9.1.1.	Risultati allo stato limite di collasso (SLC).....	167
4.9.1.2.	Risultati allo stato limite di danno (SLD).....	170
4.9.2.	Verifiche del meccanismo fragile.....	172
4.9.2.1.	Risultati allo stato limite di collasso (SLC).....	175
	Conclusioni.....	177
	Bibliografia.....	183
	Appendici.....	185
	Appendice A. Descrizione della campagna d'indagine.....	186
	Geometria.....	186
	Dettagli costruttivi.....	186
	Materiali.....	187
	Appendice B. Valutazione azione sismica.....	189
	Definizione del periodo di riferimento.....	189
	Spettri di risposta.....	190
	Appendice C. Nomenclatura frame nel modello.....	194
	Appendice D. Dati diagramma M-χ per EJpile.....	195
	Appendice E. Verifica di applicabilità dell'analisi dinamica lineare.....	197
	Appendice F. Output completi analisi dinamica modale.....	198

Modello 1.0	198
Modello 1.1	200
Modello 1.2	202
Modello 1.3	204
Modello 2.0	206
Modello 2.1	208
Appendice G. Listati verifiche dei dispositivi d'appoggio.....	210
Stato limite di collasso (SLC).....	210
Stato limite di danno (SLD).....	223
Appendice H. Listati verifiche delle pile.....	236
Meccanismo duttile SLC.....	236
Meccanismo duttile SLD.....	246
Meccanismo fragile SLC.....	254
Indice delle Figure	260
Indice delle Tabelle.....	263

Introduzione

L'Italia è caratterizzata da una rete stradale molto vasta che, vista anche la morfologia del paese presentante catene montuose che lo tagliano longitudinalmente e trasversalmente, si compone di un gran numero di opere infrastrutturali che hanno un'incidenza per chilometro tra le più alte al mondo. Di esse, un'importante fetta è costituita da ponti e viadotti che si stima abbiano un'estensione superiore ai 4000 chilometri.

Negli ultimi anni l'attenzione degli organi preposti si sta focalizzando sui temi di gestione del rischio, sicurezza, monitoraggio e manutenzione dei ponti esistenti, anche in conseguenza dell'urgenza con la quale tali materie richiedono di essere trattate. Si assiste infatti, sempre più spesso, ad eventi che coinvolgono le suddette opere, i quali hanno trovato il culmine con il tragico avvenimento del crollo del Ponte Polcevera nel 2018 che ha scosso il nostro paese. Nel tentativo quindi di dare una risposta a questa situazione, il 17.04.2020 il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, per mezzo dell'Assemblea Generale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, ha emanato le "Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti".

L'attenzione dell'ingegneria civile è quindi oggi orientata nella direzione dello studio di tali tematiche e si trova a dover fare i conti con un contesto nel quale, la preponderante quantità delle suddette opere, risulta ormai datata essendo in esercizio da oltre 30 anni.

In seguito alla fase di ricostruzione post-bellica conseguente al secondo conflitto mondiale, infatti, nei successivi trent'anni, grazie alla crescita economica che interessava il nostro paese ed alla quale ne conseguiva la possibilità e la necessità di costruire vie per collegare la nazione, si ebbe una grande espansione del patrimonio infrastrutturale italiano, con la preponderante quantità delle opere che risulta essere stata realizzata negli anni '60-'70.

Pertanto, il patrimonio dei ponti sul nostro territorio è caratterizzato da molte opere che si trovano a ridosso o hanno raggiunto la loro vita utile. Al problema della vetustà delle opere si affiancano altri aspetti individuabili nell'incremento del traffico che si è osservato e si continua ad osservare negli anni nonché, la consapevolezza che in passato vi erano metodi di progettazione differenti da quelli odierni.

Il concepimento di tali opere è stato condotto, infatti, sulla base di approcci di progettazione non aventi il livello di sicurezza e dettaglio odierno in conseguenza ad un quadro conoscitivo e di prescrizioni normative, soprattutto dal punto di vista sismico, che fino agli anni più recenti risultava non adeguato.

A questo si aggiunge lo sviluppo di tecniche costruttive “innovative” per il tempo che portavano con loro delle incertezze sia per quanto riguarda la progettazione sia l'esecuzione delle opere.

In particolare, dopo gli anni '50, per le opere di grande luce come appunto i ponti, è stata introdotta la nuova tecnica costruttiva del calcestruzzo armato precompresso ed in particolare, la soluzione a cavi post-tesi che da stime attendibili risulta ad oggi essere costituente circa il 40 % delle opere complessive. Il successo di questa tipologia costruttiva è da ricondursi alla possibilità di prefabbricazione degli elementi che permetteva di soddisfare la domanda conseguente allo sviluppo che era in atto in quegli anni. Inoltre, nelle strutture in c.a.p., veniva vista la possibilità di abbattere i costi in conseguenza all'economia della quantità di acciaio complessiva e alla diminuzione del volume del calcestruzzo necessari, con conseguente riduzione del peso proprio delle strutture. Vi era quindi anche un vantaggio indiretto conseguente alla maggiore facilità di approvvigionamento dei materiali, grazie alle minori quantità richieste.

A questi vantaggi, tuttavia, essendo al tempo tale tipologia costruttiva un'innovazione, erano affiancate delle criticità, come ad esempio le iniezioni delle guaine, operazione eseguita spesso senza la cura necessaria o nel peggiore dei casi, del tutto omessa. Tale problematica, connessa alla scarsa conoscenza, è possibile ritrovarla anche consultando i testi del tempo nei quali, veniva messo in luce come negli anni coincidenti con le prime realizzazioni delle strutture in c.a.p., le modalità per iniettare le malte non erano note né qualitativamente né quantitativamente. A ciò, inoltre, si aggiungeva la mancanza di conoscenza riguardo quale tipologia di malta fosse più opportuno utilizzare la quale, spesso, veniva realizzata con alla base un legante e degli inerti scelti senza criterio scientifico.

Alla luce del contesto descritto, completamente orientato al costo di realizzazione, è possibile comprendere come invece l'adeguata attenzione non veniva posta nei confronti dei costi che poi le opere avrebbero comportato nel corso del tempo, dovuti alla loro manutenzione. Si può intuire infatti come a disposizione non vi era un'esperienza consolidata per immaginare quali scenari si sarebbero potuti verificare nel corso degli anni dal punto di vista del comportamento e della durata dei manufatti. Proprio in tal senso, una criticità emersa con il passare degli anni è legata allo schema statico di travata in semplice appoggio. Questi impalcati, essendo realizzati mediante travi semplicemente appoggiate, necessitano la realizzazione di giunti tra due campate successive. Problematica diffusa vede coinvolgere proprio i suddetti giunti nei quali, con il tempo, si verificano infiltrazioni d'acqua che portano ad importanti ammaloramenti. Anche lo schema statico con sella

Gerber è caratterizzato dalla medesima criticità, ma con una gravità maggiore data la fragilità di tale dettaglio costruttivo e la scarsa robustezza strutturale dello schema.

Solo negli anni successivi si iniziò a cogliere l'importanza connessa al concetto di degrado e durabilità tant'è che, nel quadro normativo odierno, quest'ultima è inquadrata come un requisito che deve essere soddisfatto dalle opere strutturali. Questo concetto racchiude in sé la volontà di concepire una filosofia differente dal passato nella gestione delle opere ponendo al centro del processo, la consapevolezza del degrado che la struttura si troverà ad affrontare nel corso degli anni in modo tale che, quest'ultimo, grazie anche alla manutenzione, non comporti una riduzione del livello prestazionale richiesto dall'opera. È attraverso questa filosofia che nasce quindi il concetto di vita utile di un'opera che oggi è alla base della progettazione del nuovo e degli interventi sull'esistente, ed è intesa come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

È da sottolineare tuttavia come, ancora ad oggi, la manutenzione rappresenti un aspetto che spesso viene messo in secondo piano e sul quale non vengono stanziati i giusti investimenti. Quello che dovrebbe cambiare quindi è la cultura insita nella gestione delle opere, soprattutto in quelle che svolgono un ruolo centrale per la collettività, quali i ponti e i viadotti. È proprio la non corretta gestione di quest'ultime il fardello che il nostro paese è chiamato a portare sulle spalle, il quale ha origine dal passato. Basti pensare che ad oggi, non esiste un database unificato delle opere presenti sul territorio nazionale che ne raccolga i progetti originali, la storia, le ispezioni eseguite e gli eventuali interventi realizzati. Sono quindi immaginabili le complessità del problema sul quale però, negli ultimi anni e con le linee guida di cui si è parlato, si sta accendendo un riflettore, sintomo di una presa di coscienza e, si spera, di un cambio culturale.

Ad incrementare la complessità dei temi descritti, si affianca anche un'altra macro-tematica: la suscettibilità che l'Italia presenta nei confronti dei rischi naturali, tra i quali quello sismico e quello idrogeologico. Per quanto riguarda il rischio sismico, trattato nel presente lavoro di tesi, questo nasce in conseguenza al fatto che la nazione è attraversata dal confine tra la placca tettonica africana e quella euroasiatica dai cui movimenti, possono scaturire eventi sismici intensi con cui le opere devono confrontarsi.

È sufficiente ripercorrere la storia sismica italiana, per rendersi conto della grandezza del problema. Se si considera ad esempio l'arco temporale dal '68 ad oggi, sono osservabili dieci eventi sismici di rilievo, di seguito elencati:

- Anno 1968, serie di scosse sismiche colpiva la zona della Sicilia conosciuta come Belice. La magnitudo massima fu 6.1;
- Anno 1976, serie di eventi sismici colpiva il Friuli. L'evento di magnitudo massima fu 6.5;
- Anno 1980, terremoto in Irpinia di magnitudo 6.9;
- Anno 1984, evento sismico colpiva la zona dell'Appennino centrale, con una magnitudo di 5.9;
- Anno 1990, terremoto di magnitudo 5.7 con epicentro nel Golfo di Augusta, in Sicilia;
- Anno 1997, serie di scosse sismiche colpiva l'Appennino centrale umbro-marchigiano. L'evento più importante ebbe magnitudo 6.0;
- Anno 2002, terremoto del Molise di magnitudo 5.7;
- Anno 2009, terremoto dell'Aquila di magnitudo 6.3;
- Anno 2012, serie di sismi in Emilia, il più importante di magnitudo 5.9;
- Anno 2016, terremoto dell'Appennino centrale fra Lazio, Umbria, Marche in cui l'evento più severo fu di magnitudo 6.5.

Se da un lato è ormai noto, come testimonia quanto sopra elencato, il periodico ripetersi di eventi di alta severità; dall'altro lato, anche in questo caso, si trova un patrimonio infrastrutturale spesso non adeguato. Le opere, infatti, venivano pensate o in assenza di azione sismica (perché costruite in comuni non ricadenti nelle limitate zone sismiche dell'epoca) o con un livello di azione sismica ridotto rispetto agli standard odierni e con schemi strutturali che spesso venivano concepiti con scarsa robustezza. La motivazione è nuovamente da ricercarsi nella poca conoscenza di quello che era il problema sismico e in un quadro normativo che, fino agli anni più recenti, risultava insufficiente. A quest'ultimo, ad esempio, si può imputare un aspetto problematico che oggi viene spesso osservato nei ponti: la scarsa duttilità delle sottostrutture, in conseguenza a dei dettagli strutturali non adeguati.

Inoltre, non meno importante, è il grado di vetustà ampiamente descritto precedentemente che, anche in questo caso, assume importanza in conseguenza alla cattiva manutenzione delle opere. In correlazione a ciò, nell'ambito sismico, vale la pena citare i dispositivi d'appoggio in neoprene. Quest'ultimi, infatti, dagli anni '60 fino agli anni '90, hanno trovato un grande impiego nei viadotti in c.a.p. in relazione alla loro efficacia e all'economicità che, come già sottolineato, rappresentava un fattore molto influente. Essi, svolgono un ruolo primario nel comportamento dinamico dei ponti su cui sono installati tuttavia, ad oggi, la problematica che si riscontra in maniera diffusa risiede nel loro stato di conservazione che può portare a limitarne le funzionalità. Inoltre, anche se possono

risultare ancora idonei a portare i carichi verticali spesso non risultano adeguati a sopportare le azioni sismiche orizzontali, richiedendone frequentemente la sostituzione.

Occorre quindi avere coscienza del fatto che l'insieme di tutti questi aspetti può essere cruciale in caso di evento sismico conducendo ad un importante danneggiamento delle opere fino, nel peggiore dei casi, anche al pericolo di crollo.

Il rischio sismico, specificatamente rivolto ai ponti, risulta un problema associabile alla funzione svolta da quest'ultimi. Come già messo in luce, infatti, data la strategicità del ruolo di collegamento che sono chiamati ad assolvere, essi costituiscono un asset fondamentale che influisce sulla competitività di un paese inserito in un contesto globale come quello odierno e la cui compromissione, a seguito del danneggiamento delle opere a causa di un evento sismico, può generare danni economici importanti nonché difficoltà di gestione dell'emergenza. Infatti, aspetto non meno rilevante, è individuabile nel collegamento che essi devono garantire in seguito ad un eventuale fenomeno distruttivo per le operazioni di soccorso, il cui rallentamento o, nella peggiore delle ipotesi, impossibilità di svolgimento, può portare a gravi conseguenze.

Nel corso degli anni, anche gli aspetti dell'ingegneria sismica hanno assunto la centralità che meritano e grazie a ciò si è iniziata a cogliere l'importanza del sopra citato rischio sismico. Quest'ultimo, definito come la stima del danno atteso conseguente ai terremoti che potrebbero verificarsi in una data area, in funzione della pericolosità dell'area, dell'esposizione e della vulnerabilità dell'opera, rappresenta oggi, insieme agli aspetti statici descritti, tema di assoluta centralità.

È in questo quadro della vulnerabilità statica e sismica dei ponti esistenti che si sviluppa il presente lavoro di tesi. Questo è stato articolato concentrandosi sulla valutazione della sicurezza di un ponte con impalcato a graticcio, realizzato negli anni '70, nello schema di travi in semplice appoggio. L'impalcato dell'opera è in calcestruzzo armato precompresso a cavi post-tesi con soletta e traversi in calcestruzzo armato mentre, le sottostrutture, sono costituite da pile a quattro fusti in calcestruzzo armato, che si interfacciano all'impalcato mediante appoggi in neoprene armato.

Vista la natura dell'opera, condurne lo studio è da ritenersi di notevole interesse sia in relazione agli aspetti sismici (data, ad esempio, la presenza degli appoggi in neoprene di cui si è precedentemente parlato) sia in relazione alla tipologia costruttiva molto diffusa. Per la loro diffusione e per le criticità legate al sistema di precompressione, le opere in c.a.p. post-tese rappresentano una famiglia di opere sulla quale anche le Linee

Guida del 2020 focalizzano l'attenzione. Proprio su quest'ultime e sui paragrafi dedicati ai ponti delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018 è incentrata la parte iniziale della tesi come introduzione al lavoro successivo eseguito sul caso studio.

Sulla base delle indicazioni fornite dalle Linee Guida è stata infatti realizzata, nella prima parte del presente elaborato, la valutazione di sicurezza statica dell'impalcato dell'opera nei confronti dei carichi di traffico previsti dal quadro normativo. In particolare, la valutazione è stata condotta in riferimento al livello di sicurezza di Completo Adeguamento, con la finalità di mettere in luce se il ponte risulti in grado di soddisfare i requisiti della normativa tecnica vigente.

La seconda parte del lavoro, è stata invece incentrata sulla valutazione della vulnerabilità sismica dell'opera verificandone in particolare le sottostrutture e i dispositivi di appoggio tramite un'analisi dinamica lineare con spettro di risposta elastico. Parallelamente a quanto descritto, si è cercato anche di mettere in luce quali sono i limiti dell'analisi di cui sopra, nonché di evidenziare quali grandezze introducono incertezze e variabilità rilevanti nel comportamento dinamico dell'opera e nelle relative verifiche di sicurezza. Per questa parte di lavoro è stato fatto riferimento alle normative tecniche vigenti per le costruzioni esistenti, le quali, sono risultate piuttosto carenti in alcune parti, soprattutto in riferimento ai ponti esistenti. In correlazione a ciò, ulteriore scopo che si è cercato di perseguire nello svolgimento della tesi, è stato quello osservare alcune delle suddette carenze al fine di un miglioramento e integrazione delle Norme negli anni futuri.

1. Contesto Normativo

È nel contesto appena descritto che prendono forma le recenti Linee Guida, con l'obiettivo di fornire uno strumento unico e valido su tutto il territorio nazionale per la gestione dei ponti esistenti.

In realtà l'Italia mosse i primi passi in questa direzione già nel lontano 1967, risultando tra i primi Paesi al mondo a legiferare in materia.

Anche all'epoca una drammatica tragedia, il crollo del ponte di Ariccia, che causò morti e feriti, richiamò l'attenzione sul controllo e la verifica delle opere esistenti. Venne quindi emanata il 19 luglio dello stesso anno, la Circ. Min. LL. PP. No 6736/61A1 "Controllo delle Condizioni di stabilità delle opere d'arte stradali". Il documento forniva sia indicazioni prettamente operative, definendo ad esempio ispezioni speciali e indagini specifiche da eseguire nel caso l'opera manifestasse le prime avvisaglie di problemi, sia individuava competenze e responsabilità degli enti gestori, ponendo l'accento sull'importanza di ispezioni accurate e periodiche. La circolare stabiliva inoltre la periodicità dei controlli, imponendo l'esecuzione di una ispezione trimestrale da parte di tecnici ed una ispezione annuale da parte di ingegneri. Ad oggi si confermano tra le prescrizioni più restrittive al mondo, e possono essere ritenute ancora valide non esistendo alcun un aggiornamento sulle tempistiche delle ispezioni nelle norme successive.

Seppur consisteva di poche pagine, e le indicazioni fossero ancora alquanto vaghe, la Circolare del 1967 rappresenta tutt'oggi la norma di riferimento per i manuali di manutenzione ed ispezione dei vari gestori stradali in Italia, nonché punto di riferimento anche per le normative di paesi esteri vicini quali Austria e Germania.

Bisogna attendere fino al 1980 per avere un aggiornamento a livello normativo che si occupasse specificamente dei ponti, con la circolare Min. LL. PP. No 220977 "Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali". Dopo di questa ne seguirono altre negli anni successivi, fino ad arrivare alla normativa attuale D.M del 17/01/2018 e la Circolare Esplicativa No 35/2019 del 11/02/2019.

Passando invece alla storia della normativa sismica, come già detto, emerge un'inadeguatezza di quest'ultima fino agli anni più recenti. È infatti con il Decreto Ministeriale del 1996 e successivamente con l'Ordinanza del Consiglio dei ministri 3274/2003, divenuta poi obbligatoria con il più recente D.M. del 14/01/08, che si è avuta un'inversione di tendenza sull'attenzione data al problema sismico, al quale in precedenza

erano dedicate spesso prescrizioni che si limitavano a fornire delle sole indicazioni di carattere qualitativo.

Nello specifico della classificazione sismica, focalizzandosi sulla regione Marche, territorio di interesse poiché è dove è ubicato il caso studio analizzato nel presente lavoro di tesi, i primi comuni ad essere classificati sismici sono stati quelli delle province di Pesaro e Ancona dopo i terremoti del 1916, 1919 e 1930.

Successivamente però, nel 1941 circa venti comuni del pesarese sono stati declassificati e per più di 40 anni sono rimasti privi di un'adeguata normativa sismica. Una decina di comuni della provincia di Ascoli Piceno sono stati classificati dopo il terremoto del 1943.

Tra il 1981 e il 1984, dopo il terremoto dell'Irpinia, quasi tutto il territorio nazionale è stato classificato con criteri omogenei e quasi tutti i comuni nelle Marche sono stati classificati in zona 2. Con l'ordinanza del 2003 sopra citata, per le Marche è stata confermata la precedente classificazione osservabile in Figura 1-1, tranne per 6 comuni colpiti dal terremoto del 1997 che sono stati classificati in zona 1 e per i comuni non classificati in precedenza che sono stati inseriti nelle zone 2 e 3.

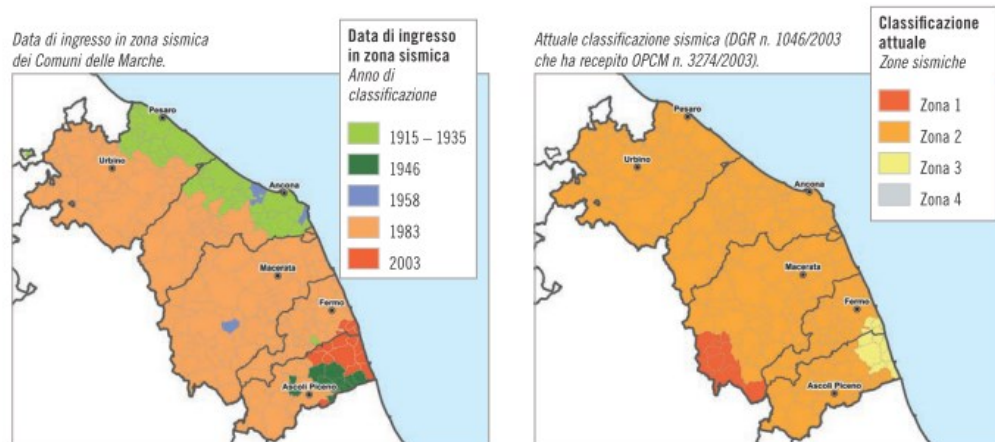


Figura 1-1 Classificazione sismica regione Marche

Ad oggi, il territorio regionale è contraddistinto da una pericolosità sismica medio-elevata abbastanza uniforme, con i valori di accelerazione previsti più importanti in corrispondenza dell'Appennino umbro-marchigiano.

Per concludere, ampliando il discorso della classificazione a livello nazionale, di cui si riporta la mappa di pericolosità sismica aggiornata di seguito in Figura 1-2, si rimarca l'importanza dell'OPCM 3274/2003 con la quale, per la prima volta, sono stati forniti dei criteri chiari tramite la classificazione con 4 zone sismiche ed il recepimento dell'Eurocodice 8 che rappresenta la normativa sismica europea.

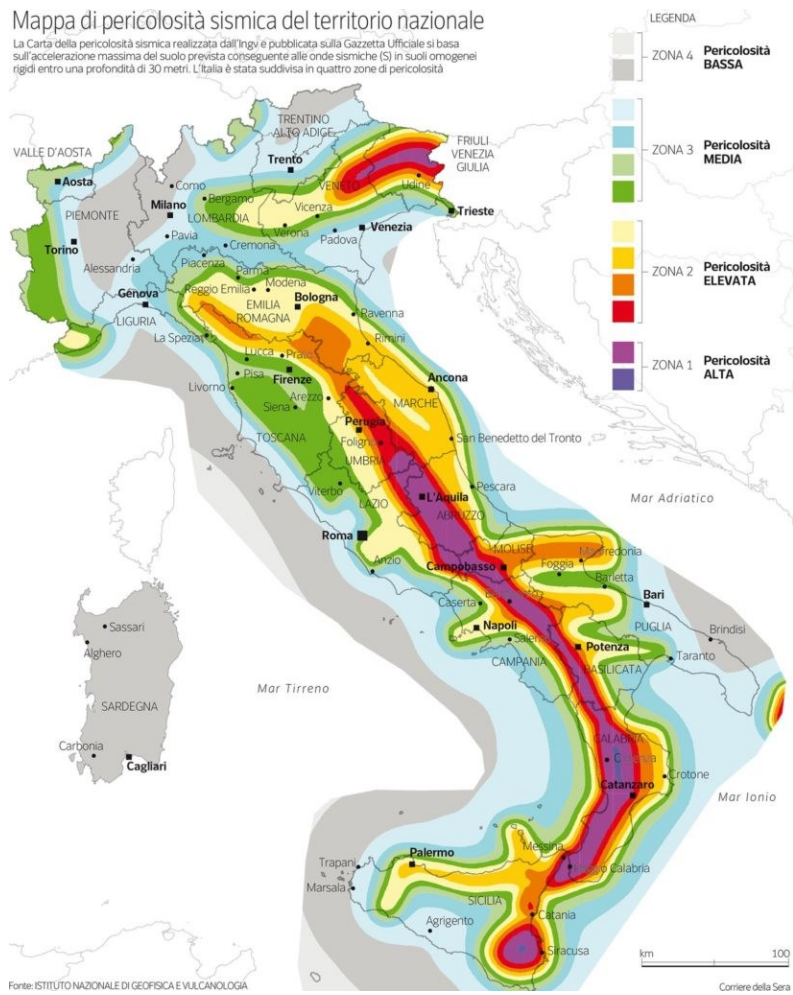


Figura 1-2 – Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale

1.1.1. Norme Tecniche delle Costruzioni 2018 e il tema della conoscenza

Il tema dei ponti esistenti non viene trattato esplicitamente all'interno delle vigenti NTC 2018, ma viene inglobato all'interno del Capitolo 8 che riguarda tutte le costruzioni esistenti, risultando alquanto carente in merito alla gestione e alla manutenzione dei ponti.

La circolare 2019 riserva il sotto-capitolo C8.8 all'argomento e fornisce indicazioni per la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sui ponti esistenti. Tutti i richiami normativi, per agevolare la lettura, sono stati descritti in dettaglio durante l'esposizione del lavoro.

L'approccio metodologico proposto dalla normativa, per la valutazione della sicurezza di tutte le strutture esistenti presuppone alla base la conoscenza dell'opera stessa. Si definisce il concetto, già introdotto nelle NTC 2008, del Livello di Conoscenza, ovvero il grado di approfondimento in termini di dati ed informazioni acquisiti sull'opera da parte del progettista. La norma distingue tre livelli di conoscenza, di seguito elencati in ordine di approfondimento crescente:

- LC1, livello di conoscenza limitato
- LC2, livello di conoscenza adeguato
- LC3, livello di conoscenza accurato

Tale parametro è alla base della verifica dell'opera, condizionandone non solo il processo ma eventualmente anche l'esito. In funzione del livello di Conoscenza raggiunto, la norma impone infatti sia il metodo di analisi da adottare, nonché i valori di resistenza dei materiali da assumere. In tal senso introduce i Fattori di confidenza, parametri con cui si decurtano le resistenze medie dei materiali, ottenute da indagini. Ad ogni livello di conoscenza corrisponde un determinato valore di fattore di confidenza FC: tanto più la conoscenza dell'opera è approfondita tanto più il coefficiente risulta minore. Tali fattori riduttivi hanno pertanto il ruolo di garantire lo stesso livello di sicurezza a partire da livelli di conoscenza differenti. I valori dei FC correlati a ciascun livello di conoscenza sono specificati nella Circolare Esplicativa 2019 nel capito C8.5.4:

- FC=1.35, per un LC1
- FC=1.20, per un LC2
- FC=1.00, per un LC3

Si può intuire come nel caso in cui ci si affidi ad una conoscenza limitata della struttura esistente, le resistenze dei materiali possano risultare notevolmente ridotte tanto da poter influenzare negativamente l'esito della verifica.

La prima fase del processo di verifica è quindi finalizzata alla caratterizzazione dell'opera e del suo comportamento strutturale. La normativa suggerisce il processo conoscitivo da seguire definendo diversi step:

- *Analisi storico critica:* consiste nel ricostruire la storia del manufatto a partire dal processo realizzativo dello stesso, annoverando le modifiche subite dall'opera nel tempo nonché gli eventuali interventi che hanno interessata la stessa. In questa fase il compito del progettista è quello di reperire tutta la documentazione relativa al manufatto, quali elaborati progettuali o relazioni di eventuali successivi interventi.
- *Rilievo geometrico-strutturale:* rilievo finalizzato alla completa identificazione della geometria esterna della struttura nonché alla definizione dei dettagli costruttivi di tutti gli elementi, che abbiano funzione strutturale o meno. È importante inoltre durante questa fase rilevare dissesti, in atto o stabilizzati, individuando quadri fessurativi o meccanismi di danno e caratterizzare lo stato di conservazione dei materiali. Rilievo visivo è di fondamentale importanza per confermare o meno non solo i dati relativi la geometria della struttura, desunti, ad esempio, da elaborati progettuali, ma anche i dettagli costruttivi, che influenzano significativamente il comportamento della struttura sottoposta ad azione sismica. È quindi necessario organizzare una campagna di indagini in situ volta alla conoscenza dei dettagli costruttivi, individuandone il numero e la localizzazione. Il quantitativo di indagini da effettuare dipende dal grado di conoscenza che si intende raggiungere. Si distinguono tre livelli di indagini, anche qui con grado di approfondimento crescente: limitate, estese, esaustive. La norma definisce, per ciascun tipo di costruzione, i criteri necessari per raggiungere ciascun livello.
- *Caratterizzazione meccanica dei materiali:* è infine necessario caratterizzare i materiali, avvalendosi anche qui di prove sperimentali atte a validare le informazioni riportate sulla documentazione disponibile. Il numero di prove sui materiali che si decide di eseguire dipende dal livello di conoscenza che si vuole raggiungere. Si distinguono, analogamente a quanto già visto per le indagini sui dettagli costruttivi, tre livelli di prova: prove limitate, estese ed esaustive. Il numero di prove richiesto per raggiungere ciascun livello, e per ciascun tipo di edificio, è definito da normativa; naturalmente tanto più il grado di approfondimento preposto è alto, tanto più il numero di prove aumenta.

Al termine di questa fase si avranno a disposizione tutte le informazioni necessarie per poter definire un modello attendibile che permetta di studiare il manufatto. A seguito dell'analisi è quindi possibile procedere con le verifiche di sicurezza richieste per la struttura. L'applicazione del procedimento previsto da normativa per la valutazione di strutture esistenti, qui brevemente esposto, richiede quindi un impegno non indifferente.

1.1.2. Le Linee Guida dei Ponti esistenti

Alla luce delle considerazioni fatte precedentemente, la valutazione dello stato di salute dei ponti italiani è attualmente una priorità. Tutte le strutture ad oggi in uso sul nostro territorio dovrebbero essere analizzate secondo le attuali disposizioni. Questo ambizioso obiettivo si confronta però con le difficoltà che si riscontrerebbero nel conseguirlo: il procedimento da seguire risulta infatti oneroso sia in termini temporali che economici, senza contare che lo si dovrebbe applicare ad un numero di infrastrutture cospicuo. Il numero elevato potrebbe peraltro non garantire l'accuratezza delle verifiche su ogni manufatto

Si è cercato di dare una risposta al problema attraverso la stesura delle Linee Guida. L'impostazione del documento prevede un approccio definito multilivello che consente, via via che le indagini diventano più accurate, di scremare il numero di ponti da studiare. Le strutture in esame vengono quindi vagliate attraverso un sistema che permette la classificazione delle stesse assegnando un ordine di priorità con cui eseguire le analisi più approfondite. Tale informazione viene sintetizzata dalla Classe di Attenzione del manufatto, dato che viene stimato combinando i parametri di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione relativi a differenti tipologie di rischio.

Il beneficio che deriva da un tale approccio è che, seppure, indagini speditive dovranno essere condotte su tutti i ponti presenti sul territorio, le valutazioni più accurate potranno essere limitate ai soli ponti che al termine del processo risulteranno essere maggiormente a rischio.

La prima parte dell'elaborato tratta quindi la classificazione del rischio dei ponti esistenti. Seguono quindi indicazioni utili per la valutazione della sicurezza delle strutture, e nella parte finale viene trattato il tema riguardante le attività di sorveglianza e monitoraggio da pianificare in funzione della Classe di attenzione di ciascuna opera.

Il processo suggerito dalle Linee Guida è efficacemente sintetizzato dal flusso logico di seguito riportato in Figura 1-3.

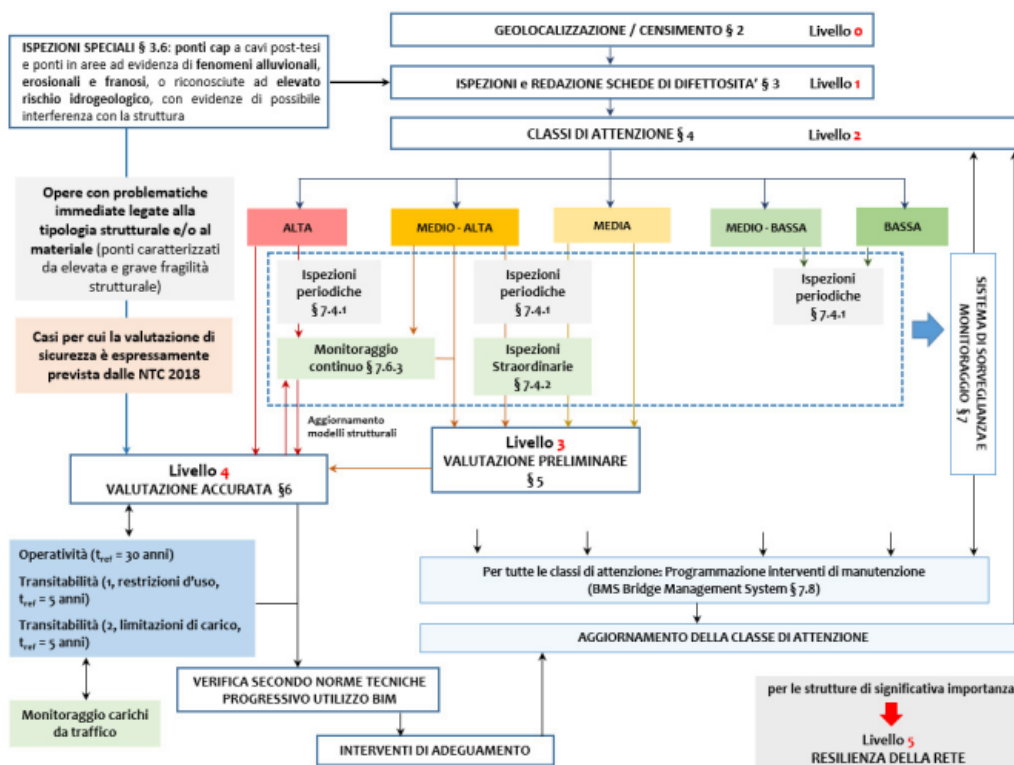


Figura 1-3 – Approccio multilivello e relazioni tra i diversi livelli di analisi

L’approccio si compone di 6 differenti livelli, dal Livello 0 al Livello 5, con grado di approfondimento via via maggiore.

- Livello 0, Censimento delle opere:** il primo livello richiede il censimento di tutte le opere presenti sul territorio, con lo scopo di individuare il numero di strutture da gestire e fornire le informazioni principali relative a ciascun manufatto, sia di carattere generale (come ad esempio l’ubicazione dello stesso, l’ente gestore, ecc), sia di carattere tecnico, definendo la geometria dell’opera, il sistema strutturale ecc . Tali dati vengono raccolti all’interno delle “*Schede di Censimento di Livello 0*”, che rappresentano il punto di partenza per le successive analisi. Questa prima fase richiede quindi l’acquisizione di dati mediante il reperimento di tutta la documentazione disponibile, sia tecnica (elaborati progettuali) che amministrativa, e non necessita obbligatoriamente di ispezioni visive in situ. Il risultato di questo primo livello è sicuramente la base per la programmazione delle ispezioni visive in situ, e può rappresentare il punto di partenza per la realizzazione di un catasto nazionale dei ponti.

- Livello 1, Ispezioni visive e schede di difettosità:* in questa fase sono richieste ispezioni visive su tutte le opere censite, con lo scopo di verificare l'attendibilità dei dati raccolti nella fase di censimento, e di ampliare ulteriormente le informazioni inerenti ciascun manufatto. Durante le ispezioni è necessario eseguire accurato rilievo fotografico, rilievo geometrico delle principali dimensioni dell'opera, e rilievo dei principali fenomeni di degrado presenti. Relativamente a questi ultimi, al termine dei sopralluoghi per ogni ponte verranno redatte le "*Schede di difettosità*", schede in cui si indica il tipo di degrado manifestato dall'opera, la sua gravità attraverso il peso del difetto G , l'estensione dello stesso mediante il coefficiente k_1 , e l'intensità con il coefficiente k_2 . Sono disponibili schede di difettosità diverse per ogni elemento costruttivo del ponte. Oltre alle schede di difettosità è necessario compilare le "*Schede descrittive di ispezione*" con le caratteristiche principali della struttura rilevate durante l'ispezione visiva. Infine, dovranno essere allegate alle schede di difettosità, le Schede "frane ed Idraulica", la cui compilazione è invece assegnata a tecnici esperti, che dovranno individuare, sulla base dell'esame visivo effettuato e della documentazione reperita durante il censimento, i fattori principali necessari alla determinazione della classe di attenzione frane e idraulica.
- Livello 2, Analisi dei rischi rilevanti e classificazione su scala territoriale:* a valle di tutti i dati raccolti nelle prime fasi si può procedere con la determinazione della Classe di Attenzione, criterio con il quale si definisce l'ordine di priorità con cui sottoporre le opere a valutazioni di sicurezza più approfondite. La Classe di Attenzione complessiva del ponte è il risultato della combinazione delle Classi di Attenzione definite per quattro differenti tipologie di rischio: rischio strutturale e fondazionale, il rischio sismico, rischio di frane e rischio idraulico. La stima di ciascun rischio presuppone alla base la valutazione dei fattori di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione, eseguita combinando parametri primari e secondari che vengono determinati grazie alle informazioni ottenute nelle fasi precedenti. Tali parametri sono definiti dalle linee guida e risultano distinti per ciascun tipo di rischio, e per ogni relativo fattore di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione. L'approccio che si segue è definito per "classi ed operatori": si assegnano a ciascun parametro primario dei valori secondo i criteri previsti dal documento, il valore individua una classe tra le 5 possibili (alta, medio-alta, media, medio-bassa, bassa) la quale viene combinata con i valori assunti dai parametri secondari. La combinazione restituisce la classe di ciascun fattore, anche qui compresa tra le 5 possibili (alta, medio-alta, media, medio-bassa, bassa); a questo punto si combinano le classi di ciascun fattore per ottenere la Classe di Attenzione relativa

a quella tipologia di rischio. Il flusso logico riportato di seguito sintetizza efficacemente il procedimento per la determinazione della CdA.

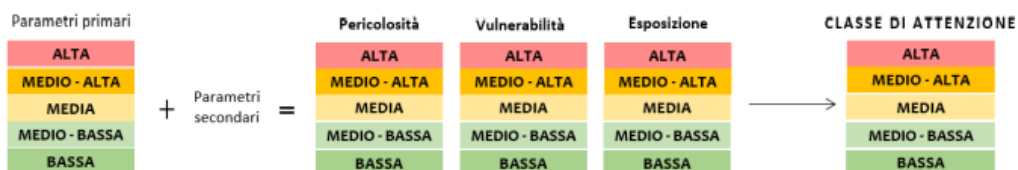


Figura 1-4 – Flusso logico per la determinazione della classe di attenzione

Tale procedimento lo si esegue per tutti i tipi di rischio e al termine del processo, combinando tutte le CdA ottenute, si otterrà la CdA complessiva del ponte.

La determinazione della CdA complessiva risulta essere il fulcro centrale di tutta la trattazione: le indagini, le verifiche o le azioni di monitoraggio che dovranno essere eseguite sul ponte dipenderanno strettamente dalla classe definita. In particolare, le LL. GG. prevedono:

- Per ponti con CdA Alta è necessario procedere repentinamente con valutazioni di sicurezza accurate e con approfondimenti sulle caratteristiche geotecniche e strutturali, laddove necessario. Inoltre, sono previste ispezioni periodiche e, qualora fosse necessario, è opportuno programmare ispezioni periodiche straordinarie o installare sistemi di monitoraggio periodico o continuo
- Per ponti con Cda Medio-Alta è possibile eseguire dapprima valutazioni preliminari di livello 3. Anche per questa classe, ci si avvarrà di ispezioni periodiche ordinarie, e qualora lo si ritenesse opportuno, di ispezioni periodiche straordinarie e/o di attività di monitoraggio continuo o periodico. In seguito, sulla base dei risultati ottenuti dalla valutazione preliminare dell'opera e dalle attività di monitoraggio ed ispezione, si dovrà valutare se procedere con valutazioni più accurate, riclassificando quindi il ponte con CdA alta.
- Per ponti con CdA Media: il ponte è sottoposto a valutazioni preliminari, e ad ispezioni periodiche ordinarie. Qualora da tali ispezioni si evincessero fenomeni di degrado in rapida evoluzione è bene procedere con ispezioni periodiche straordinarie. Alla luce dei risultati ottenuti, si può quindi valutare la necessità di procedere con l'installazione di sistemi di monitoraggio periodici o continui, e con valutazioni di sicurezza più approfondite.
- Per i ponti con CdA Medio-Bassa: le linee guida prescrivono di eseguire ispezioni periodiche frequenti

- Per i ponti con CdA Bassa: i ponti di questa classe dovranno essere sottoposti a ispezioni periodiche.

Esistono tuttavia categorie di ponti che esulano dalla determinazione della CdA, e per le quali si richiede direttamente l'esecuzione di valutazioni approfondite e di dettaglio. Rientrano in tali categorie:

- le strutture esistenti che richiedono valutazione della sicurezza per i casi elencati dalle Norme Tecniche al Cap 8.3;
- opere che a valle dei dati raccolti nelle prime due fasi (Livello 0 e Livello 1), risultano essere caratterizzate da elevata fragilità (non aventi robustezza), tale per cui una variazione minima delle caratteristiche strutturali potrebbe compromettere il comportamento strutturale e provocare crisi di tipo fragile.

Categoria a parte costituiscono i ponti in calcestruzzo armato precompresso a cavi post-tesi e tutte quelle opere ubicate in aree caratterizzate da elevato rischio idrogeologico, e per le quali non è possibile scongiurare tragiche conseguenze in seguito a fenomeni alluvionali, erosionali e franosi.

I ponti in c.a.p. a cavi post tesi rappresentano ad oggi una grande incognita, non avendo a disposizione, attualmente, nessuna tecnica di indagine atta a fornire informazioni dettagliate sulle effettive condizioni di un elemento in c.a.p.. Tale tecnologia costruttiva trovò ampia applicazione nella seconda metà del secolo scorso, ma, come brevemente accennato, la scarsa esperienza che si aveva del materiale portò ad eseguire con negligenza la fase di iniezioni dei cavi. La conseguenza di tale errore la si riscontra oggi nei gravi problemi di corrosione dei cavi che interessano gran parte delle strutture in c.a.p..

Di fondamentale importanza per tali strutture è quindi la conoscenza dell'armatura di precompressione e del suo stato di conservazione, a causa del ruolo determinante che svolge in termini di capacità portante. Qualora i cavi di precompressione fossero interessati da fenomeni di degrado tali da pregiudicare la loro integrità, la stabilità di tutta la struttura potrebbe essere compromessa. Per tali ragioni la normativa riserva una trattazione specifica a questa categoria di ponti, e dispone di procedere per tali strutture ad *ispezioni speciali*, mirate all'individuazione del tracciato dei cavi e alla localizzazione di eventuali difetti, attraverso l'esecuzione di indagini non distruttive, descritte in dettaglio dalle LL. GG. Particolare attenzione deve essere prestata a tutti i ponti in c.a.p. a cavi post tesi la cui costruzione risale agli anni '60-'70, e a tutti quei ponti che mostrano uno stato di degrado avanzato. Una volta eseguite tali ispezioni, alla luce del quadro conoscitivo acquisito, si valuterà se eseguire verifiche di sicurezza più approfondite o se percorrere il normale iter procedurale finalizzato alla determinazione della CdA.

- *Livello 3, Valutazione preliminare dell'opera:* le valutazioni preliminari mirano a stabilire la qualità e la tipologia dei difetti rilevati al livello 1, ed eventualmente individuarne le cause. In questa fase, inoltre, si stimano le risorse dell'opera in funzione delle norme vigenti all'epoca della progettazione dell'opera rispetto alle normative attualmente vigenti. Per far ciò si valuta il rapporto tra la domanda indotta sui vari elementi che compongono il ponte dai carichi di traffico previsti dalla norma dell'epoca e la domanda ottenuta utilizzando le domande di traffico odierne. Tale rapporto riassume le risorse minime garantite dalle strutture realizzate con diverse normative.
- *Livello 4, Verifica Accurata:* si esegue una valutazione completa del ponte attraverso verifica dell'intera struttura con le modalità previste dalle NTC18. La verifica dovrà essere condotta nei confronti delle azioni statiche, sismiche, e di tutte le azioni che comprometterebbero la sicurezza idrogeologica. Le Linee Guida riservano un capitolo specifico all'argomento, definendo tutte le indicazioni utili a svolgere tali verifiche. Alcune indicazioni in merito verranno date nel seguito.
- *Livello 5, Verifica della resilienza della rete:* si valuta la rilevanza trasportistica, si analizza l'interazione tra la struttura e la rete stradale di appartenenza e le conseguenze di una possibile interruzione dell'esercizio del ponte sul contesto socio-economico.

1.1.2.1. Livello 4 delle Linee Guida, la verifica accurata

La verifica va svolta in ottemperanza a quanto stabilito dalla normativa vigente con cui le presenti linee guida comunicano. Le indicazioni base coincidono infatti con le prescrizioni stabilite nel Capitolo 8 delle NTC18, capitolo riservato alla valutazione della sicurezza delle strutture esistenti in generale. Si fa inoltre riferimento al C8.8 della Circolare esplicativa, capitolo che non ha corrispondenza sulle Norme tecniche e che tratta specificamente il problema dei ponti esistenti, fornendo indicazioni aggiuntive utili alla valutazione di sicurezza di tali opere.

Il capitolo relativo alla verifica accurata si apre quindi richiamando quanto prescritto dalle NTC18, e ponendo l'accento su alcuni fattori essenziali alla base della verifica, sui quali le LL. GG. lavorano introducendo indicazioni aggiuntive ai fini della verifica. Tali fattori sono il *tempo di riferimento* t_{ref} per cui si richiede il soddisfacimento della verifica, l'entità

delle azioni da traffico da adottare in fase di verifica e l'effettivo stato di degrado del ponte da quantificare nella valutazione della capacità portante della struttura.

La prima fase dell'approccio metodologico per la verifica di un ponte esistente coincide con quella di una qualsiasi struttura esistente. si ripropone quindi il tema cruciale della conoscenza, esponendo il processo conoscitivo suggerito dalla normativa e dalla circolare esplicativa, con l'aggiunta di qualche indicazione specifica per i ponti esistenti, atta a porre l'attenzione sulle principali criticità riscontrabili in tali strutture. Si sottolinea infatti, l'importanza della valutazione dello stato di degrado dei cavi da precompressione nel sistema post-teso e dello stato di conservazione di elementi altamente vulnerabili quali ad esempio le selle Gerber. Si richiamano i noti concetti di livello di conoscenza e fattori di confidenza, già brevemente esposti nel presente elaborato nel § 1.1.1. Data l'importanza di tali manufatti, le LL. GG. ribadiscono la necessità da parte del tecnico incaricato della verifica, di acquisire un livello di conoscenza accurato (LC3), così da cogliere efficacemente il comportamento della struttura permettendo di valutarne l'effettiva capacità portante.

La fase conoscitiva prevista delle Norme Tecniche non risulta interessata quindi da particolari modifiche, piuttosto viene integrata con nozioni prettamente relative ai ponti. Le novità introdotte dalle LL. GG. riguardano principalmente la fase successiva, quella di verifica vera e propria.

La verifica è sempre condotta coerentemente con l'approccio agli stati limite ultimi, con l'uso di coefficienti parziali. La valutazione della sicurezza è espressa attraverso il parametro ζ , rapporto tra la domanda sopportabile dalla struttura esistente e la domanda richiesta ad un edificio di nuova costruzione. Le verifiche devono essere condotte sia nei confronti delle azioni sismiche che statiche, in modo tale da determinare due rapporti $\zeta_{v,i}$ e ζ_E , definiti come segue

- $\zeta_{v,i}$, rapporto tra il valore massimo dal sovraccarico verticale variabile dalla parte *i*-esima della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si adotterebbe nel progetto di una nuova costruzione;
- ζ_E , rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si adotterebbe nel progetto di una nuova costruzione.

Entrambi questi parametri possono risultare naturalmente minori dell'unità qualora la capacità della struttura non soddisfi le domande minime richieste da normativa. Se la verifica risulta non soddisfatta nei confronti del sovraccarico verticale (e quindi nei confronti della domanda di traffico), è necessario adottare alcuni provvedimenti, quali, ad esempio,

limitazione dei carichi consentiti, restrizioni all'uso e/o esecuzione di interventi volti ad aumentare la sicurezza.

Per l'inadeguatezza dell'opera nei confronti delle azioni sismiche le disposizioni sono abbastanza vaghe, gli interventi da eseguire e le modalità di esecuzione degli stessi dovranno essere ponderati considerando la gravità dell'inadeguatezza, le conseguenze che questa comporterebbe in termini di pubblica incolumità, le disponibilità economiche etc.

Le LL. GG. danno delle indicazioni più dettagliate in merito alle decisioni da prendere nel caso di esito negativo delle verifiche dell'opera. La novità sostanziale introdotta è la definizione di diversi livelli di valutazione della sicurezza, a seconda delle prestazioni garantite dalla struttura. Si definisce:

- *Completo Adeguamento*: ponte esistente per cui la verifica risulta soddisfatta secondo i dettami delle Norme Tecniche. Nella verifica si fa riferimento agli schemi convenzionali di carico mobile descritti dalle NTC 2018, 5.1.3.3.3.
- *Operatività*: ponte esistente per cui la verifica strutturale non risulta soddisfatta nei confronti delle azioni così come previste da Normativa, ma nei confronti di azioni relative ad un tempo di riferimento t_{ref} ridotto, assunto pari a 30 anni. Il tempo di riferimento è l'arco temporale al termine del quale le verifiche saranno da ripetere e i provvedimenti necessari a garantire il dovuto livello di sicurezza devono essere stati adottati. La verifica viene quindi condotta impiegando gli schemi di carico previsti dalle Norme Tecniche ma con fattori parziali ridotti relativi al t_{ref} assunto.
- *Transitabilità*: ponte esistente non classificabile come ponte adeguato o operativo secondo la normativa attuale, e su cui pertanto occorre agire con interventi atti ad assicurare un livello di sicurezza idoneo. È consentito tuttavia garantire una minima transitabilità del ponte, adottando provvedimenti di limitazione d'uso o di limitazione dei carichi sullo stesso, durante il periodo necessario alla progettazione e alla realizzazione degli interventi. Si adotta quindi un tempo di riferimento t_{ref} pari a 5 anni, e la verifica viene condotta nei confronti delle azioni valutate relativamente a t_{ref} . A seconda delle restrizioni assunte si possono distinguere:
 - Transitabilità (1) o Transitabilità NTC 12018: si adottano limitazioni geometriche d'uso, che determinano una nuova configurazione geometrica della struttura, da assumere nella verifica, che verrà condotta con gli schemi di carico dettati dalle Norme Tecniche e con coefficienti parziali relativi al $t_{ref}= 5$ anni.

- Transitabilità (2) o Transitabilità ai Mezzi Pesanti, Mezzi Intermedi, Mezzi Leggeri e Autoveicoli: in questo caso si adottano limitazioni di carico, definite in modo coerente con quanto previsto dal Codice della Strada. Si ricerca quindi il massimo peso dei veicoli ammesso sul ponte, tale da garantire adeguato livello di sicurezza della struttura. Ogni categoria di veicolo prevista dal Codice della Strada viene rappresentata attraverso una specifica distribuzione di carico mobile, con la quale verrà eseguita la verifica. La norma precisa che tali schemi vengano estesi a tutte le corsie aperte al traffico e assunte aventi larghezza pari a 3.00 m. Avendo imposto limitazioni sul traffico è inoltre fatto obbligo di controlli adeguati dei veicoli effettivamente transitanti sul manufatto.

A seconda del livello di controllo garantito si adottano dei relativi fattori parziali.

	Obiettivi	Carichi da traffico	t_{ref}
COMPLETA ADEGUATEZZA Valutazione del livello di sicurezza secondo le norme attuali (NTC 2018)	Valutazione del livello di sicurezza strutturale, sismico e idraulico (alluvioni e frane) come previsto dalle NTC 2018, con eventuale riduzione fattori parziali carichi permanenti	Schemi convenzionali previsti dalle NTC 2018	Vita nominale (V_{Ns}) come da NTC 2018

Se il livello di sicurezza strutturale (statica/geotecnica) è insufficiente rispetto alle NTC

OPERATIVITA'	Valutazione del livello di sicurezza strutturale con t_{ref} ridotto e fattori parziali ridotti	Schemi da NTC 2018, con fattori parziali ridotti	30 anni
TRANSITABILITA' NTC 2018 (Immediata transitabilità 1)	Valutazione del livello di sicurezza strutturale con t_{ref} ulteriormente ridotto imponendo restrizioni all'uso del ponte e fattori parziali ridotti	Schemi da NTC 2018, con restrizioni di uso e fattori parziali ridotti	5 anni
TRANSITABILITA' CdS • PESANTE • INTERMEDIA • LEGGERA • AUTOVEICOLI (Immediata transitabilità 2)	Valutazione del livello di sicurezza strutturale con t_{ref} ulteriormente ridotto, imponendo limitazione dei carichi secondo CdS e con relativi fattori parziali ridotti	Schemi da CdS con relativi fattori parziali ridotti	5 anni

Figura 1-5 – Livelli di analisi

2. Caso studio

Come descritto nell'introduzione, si è condotta la valutazione di sicurezza statica e sismica dell'opera. Nel capitolo 3 del presente elaborato, le indicazioni proposte dalle Linee Guida, espone in § 1.1.2, sono state applicate per la valutazione di sicurezza statica dell'impalcato. Nello specifico, si è fatto riferimento al livello di sicurezza di Completa Adeguatezza il che si traduce nello svolgimento delle verifiche secondo le norme tecniche attuali NTC 2018. Successivamente, nel Capitolo 4, sempre in coerenza a quanto prescritto dalle NTC 2018, è stata analizzata la vulnerabilità sismica dell'opera verificandone le sottostrutture. Prima di procedere con la trattazione, di seguito, si descrive l'opera in esame.

2.1. Descrizione del caso studio

2.1.1. Impalcato

Il caso studio trattato ha come oggetto un viadotto la cui progettazione risale al 1970. L'opera in esame si compone di un numero di campate pari a 7, di cui quelle di riva aventi lunghezza pari a 31,075 m, mentre quelle centrali di lunghezza pari a 32,15 m, per uno sviluppo longitudinale complessivo di circa 223,00 m. La larghezza trasversale totale dell'impalcato è di 16,00m, e accoglie due carreggiate a senso unico di marcia, separate nella mezzeria da spartitraffico fisso e aventi ciascuna due corsie di transito.

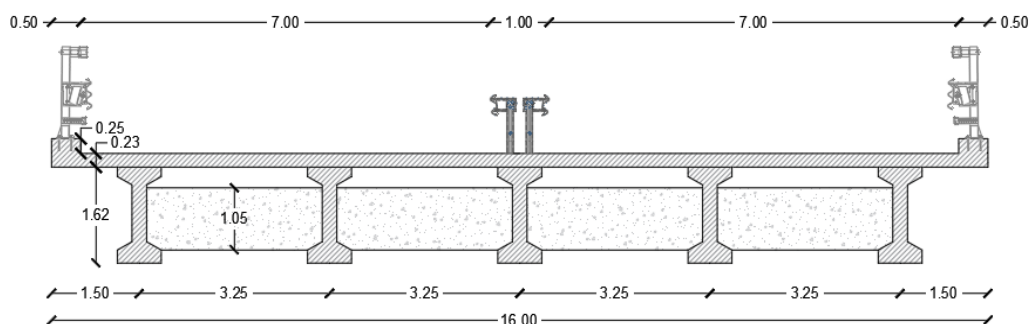


Figura 2-1 – Sezione trasversale dell'impalcato

La struttura dell'impalcato è costituita da un graticcio di travi, realizzato con 5 travi in c.a.p., aventi una luce di 30,00 m, collegate tra loro da 5 traversi per ciascuna campata. Le travi costituenti il graticcio sono precomprese, con sistema di precompressione a cavi post-tesi, e prefabbricate a piè d'opera. La sezione della trave è variabile lungo lo sviluppo

longitudinale: di base presenta una sezione a doppio T non simmetrica, avente anima di larghezza 25 cm, la quale ringrossa alle estremità della trave e in corrispondenza dei traversi assumendo una geometria rettangolare, di larghezza 75 cm. La transizione della geometria da sezione piena rettangolare a trave a doppio T, avviene in una zona di

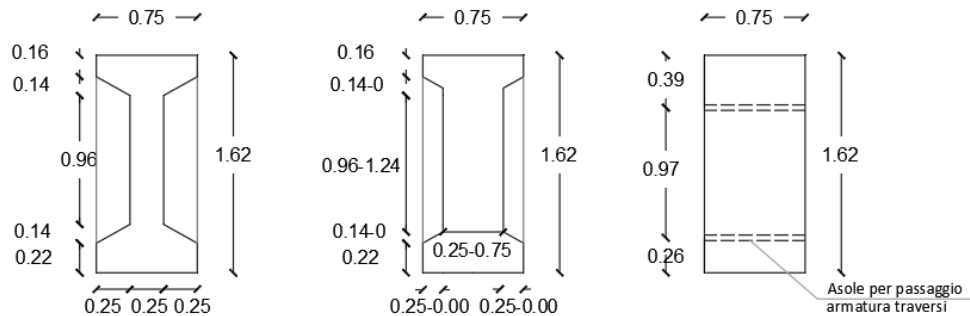


Figura 2-2 - Geometria trave, da sx: sezione a doppio T; sezione variabile all'estremità; sezione rettangolare

lunghezza pari a 1,00 m nelle zone di estremità, mentre in corrispondenza dei traversi intermedi in una lunghezza di 0,03 m.

Le travi sono disposte ad un interasse di 3,25 m e sono collegate mediante traversi gettati in opera. Essi sono scollegati dalla soletta, e hanno sezione rettangolare di dimensioni 0,25 m in larghezza e 1,05 m in altezza. Essendo le travi prefabbricate a piè d'opera, mentre i traversi sono gettati in opera, per garantire la continuità degli elementi, sono state previste delle asole nelle travi in modo da poter assicurare il passaggio delle armature dei traversi.

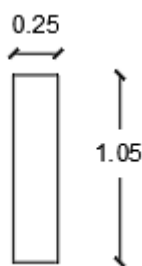


Figura 2-3 - Sezione traversi

Completa l'impalcato, la soletta gettata in opera a spessore costante e pari a 23 cm, che collabora con le travi in calcestruzzo armato precompresso.

Il sistema di precompressione delle travi è ottenuto mediante 6 cavi post-tesi ed iniettati, costituiti da 32 trefoli $\Phi 7$. La geometria del tracciato dei cavi si compone di tre diverse curve: nella zona di estremità si ha un tratto rettilineo inclinato, a cui fa seguito un

tratto parabolico che termina nella zona centrale della trave con un tratto rettilineo finale a pendenza nulla.

Di seguito si riportano i disegni relativi la disposizione dei cavi di precompressione, estrapolati dai disegni contabili disponibili. Si può notare come le estensioni di ciascuna zona e lo sviluppo di ciascun tratto, appena descritti, varino da cavo a cavo, ad eccezione dei cavi 1 e 2 i cui tracciati risultano identici, e sovrapposti lungo la sezione longitudinale.

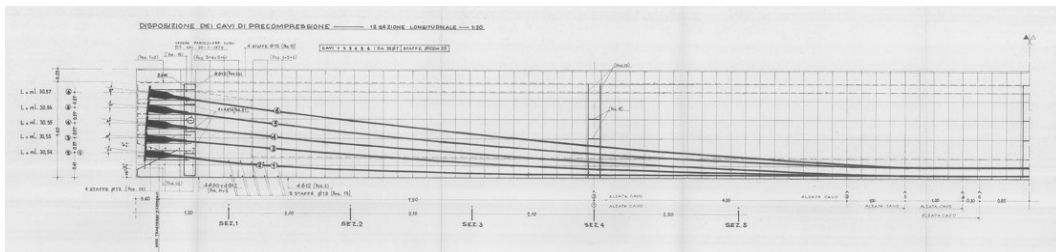


Figura 2-4 – Disposizione dei cavi di precompressione, vista longitudinale

Oltre all'armatura di precompressione è stata disposta armatura lenta aggiuntiva lungo tutto lo sviluppo longitudinale. Per quanto riguarda il quantitativo di armatura adottata si rimanda al § 2.2.

2.1.2. Sottostrutture

L'impalcato è sorretto da 6 pile aventi un interasse longitudinale pari a 32,15 m, ognuna delle quali è costituita da un telaio piano a quattro fusti circolari di diametro 1,20 m e di altezza variabile da un minimo di 4,99 m nella pila più corta ad un massimo di 11,51 m in quella più alta. I fusti sono posti ad un interasse di 4.00 m e sorreggono un pulvino parallelepipedo di dimensioni in pianta pari a 16,00x3,00 m ed altezza di 1,30 m. Al di sotto di ogni trave, sono presenti appoggi in neoprene armato di dimensioni in pianta 65x40 cm ed altezza di 40 cm. Sia per le pile che per le spalle sono state realizzate fondazioni indirette costituite da plinti su gruppi di pali trivellati, aventi diametro pari a 1,00 m. Di seguito si mostrano gli estratti delle tavole contabili.

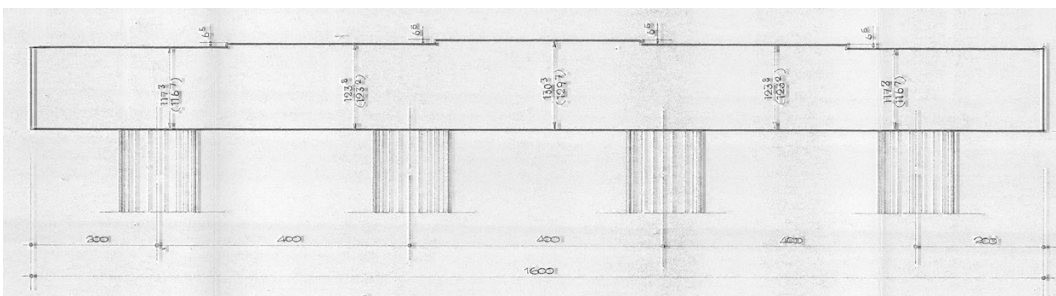


Figura 2-5 – Prospetto trasversale pulvino

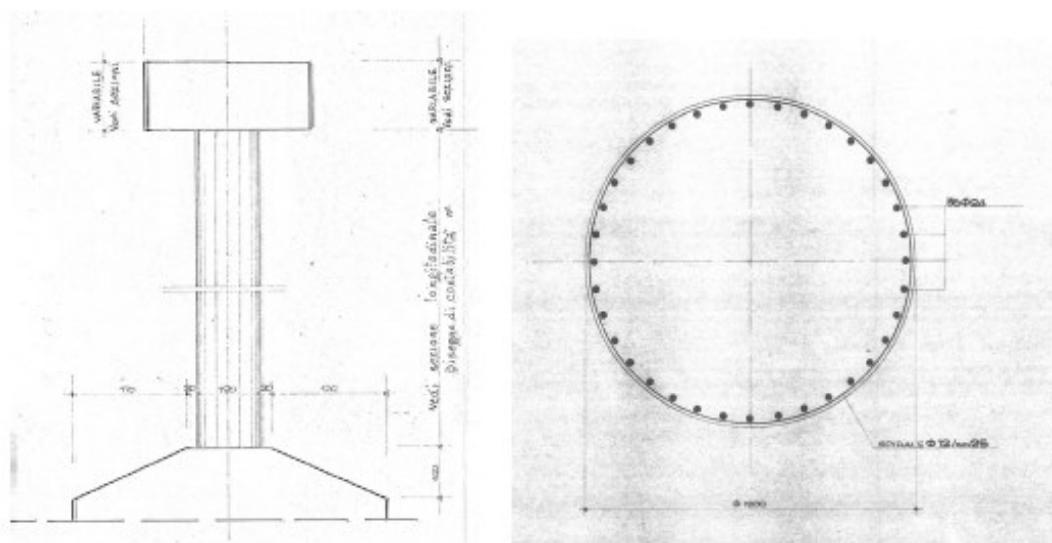


Figura 2-6 – Prospetto longitudinale della pila e sezione del fusto tipo

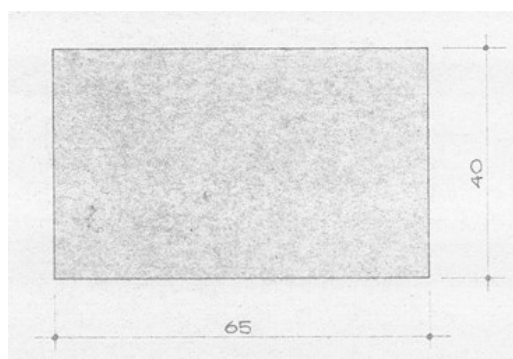


Figura 2-7 – Vista in pianta dispositivo d'appoggio tipo

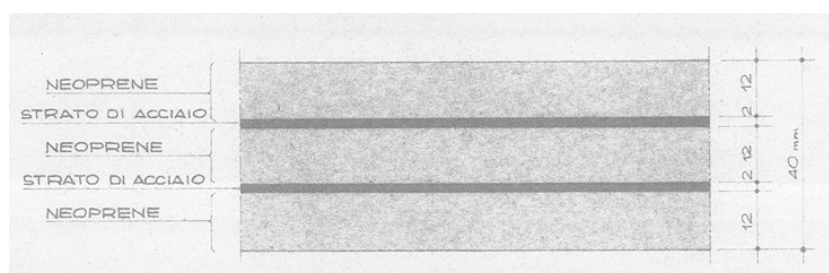


Figura 2-8 – Sezione dispositivo d'appoggio tipo

2.2. Metodo di calcolo da progetto esistente

Il progetto del manufatto è stato condotto in ottemperanza a quanto prescritto dalle normative dell'epoca. In particolare, i documenti normativi a cui si è fatto riferimento in fase di progettazione sono:

- D.L. n. 2229 del 16 novembre 1939, per quanto concerne la progettazione delle opere in conglomerato cementizio semplice o armato
- Circolare del Cons. Sup. LL. PP. N. 384 del 14.2.1962, per quanto concerne le norme relative i carichi per i ponti stradali
- Circolare del Cons. Sup. LL. PP. n. 1398 del 23.1.1965, per quanto concerne l'impiego delle strutture in c.a.p.

Per quanto riguarda la progettazione delle travi, è stato assunto lo schema statico di trave semplicemente appoggiata, e il dimensionamento strutturale è stato condotto considerando la nervatura di bordo, andando a massimizzare le sollecitazioni della stessa e adottando la medesima soluzione progettuale per tutte le travi del graticcio.

In particolare, nell'analisi dei carichi sono stati considerati tutti i carichi permanenti, strutturali e no, ed il sovraccarico accidentale dovuto al passaggio dei carichi mobili. Poiché il viadotto era adibito al transito sia di veicoli civili che militari, la Circolare del '62 stabiliva che per tale categoria di ponti (Categoria I) venisse adottato quale schema di carico quello militare, che prevedeva la disposizione, nella configurazione più gravosa, di una colonna militare e di una o più colonne civili. Nel caso in esame, la configurazione che è stata adottata, è la seguente:

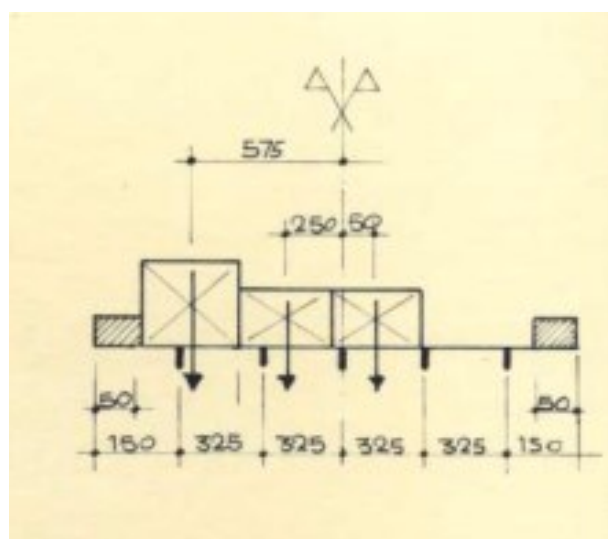


Figura 2-9 – Schema di carico adottato nella progettazione

Per ciascun tipo di carico la circolare prevede più di uno schema di carico. Nel caso in esame il carico militare è stato rappresentato tramite lo schema V proposto da normativa (o in alternativa dallo schema VI nel caso quest'ultimo risultasse più gravoso), mentre le due colonne di carico civile sono state definite attraverso lo schema di carico I. La disposizione trasversale dei carichi, come si può notare, è finalizzata a massimizzare la risposta sulla trave di riva di sinistra. Per ottenere l'aliquota di ciascun carico agente sulla trave di bordo è stato applicato il metodo di Courbon-Albenga.

Interessante risulta essere il procedimento per il calcolo delle sollecitazioni indotte dai carichi mobili, il quale, in assenza delle odierne tecnologie, poteva risultare non di immediata risoluzione. Per sopperire a tale mancanza, ci si avvaleva di metodi alternativi. In particolare, la Circ. '62, per il caso di trave appoggiata, introduceva dei carichi distribuiti equivalenti, il cui effetto in termini di sollecitazioni eguagliava le sollecitazioni massime indotte dai carichi mobili sulla sezione di interesse. Nel documento normativo vengono fornite in forma tabellare sia i carichi flettenti a metro lineare che i carichi taglianti a metro lineare, da cui ricavare banalmente il Momento e il Taglio nella sezione in esame.

a) Momenti flettenti massimi

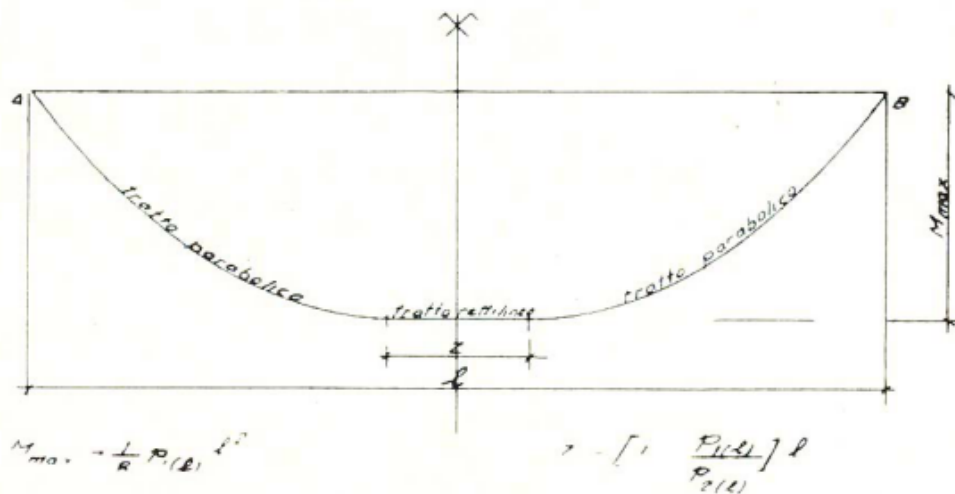


Figura 2-10 – Diagramma del momento dovuto ai carichi mobili col metodo dei carichi ripartiti equivalenti, Circ. Min. del '62

b) Sforzi di taglio massimi

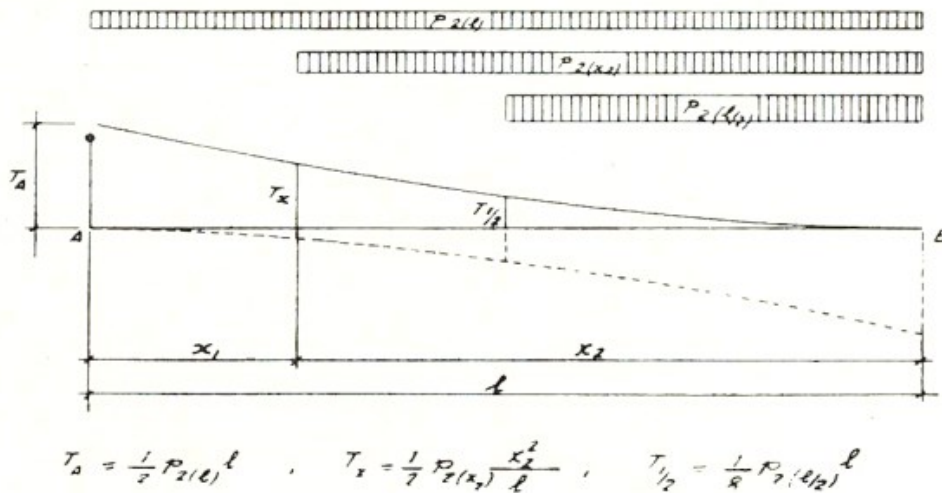


Figura 2-11 – Diagramma del taglio dovuto ai carichi mobili col metodo dei carichi ripartiti equivalenti, Circ. Min. del '62

Gli effetti dinamici erano tenuti in conto attraverso il coefficiente Φ , con cui venivano amplificati i carichi accidentali:

$$\phi = 1 + \frac{(100 - L)^2}{100 (250 - L)}$$

Oltre ai carichi esterni, naturalmente, è stato tenuto conto anche degli effetti indotti dalla precompressione. Nella relazione di calcolo viene omissa il processo di calcolo del sistema di precompressione, bensì viene fornito direttamente il valore di tiro di ciascun cavo ottenuto ponendo nella sezione di mezzeria una tensione finale, al netto di tutte le perdite, sia istantanee che lente, il valore di 9000 kg/cm².

Analizzando il metodo di progettazione della trave, essa è stata svolta col metodo delle Tensioni Ammissibili, procedimento di calcolo convenzionale dell'epoca. Tale approccio si basa sull'ipotesi di limitare il comportamento dei materiali, in condizioni di esercizio, al solo campo elastico. Ciò si traduce nel verificare che le tensioni massime agenti su ciascun materiale, prodotte dalle azioni esterne di esercizio, risultino minori delle relative tensioni ammissibili, ricavate dalle tensioni di rottura dei materiali ridotte attraverso dei coefficienti di sicurezza.

Il calcolo prevede quindi necessariamente l'analisi sezionale in fase elastica. Come è noto, in fase di esercizio la redistribuzione delle tensioni è fortemente influenzata dalle fasi costruttive dell'opera. Nel processo di calcolo è stato quindi necessario tener conto di

tale effetto, procedendo con un'analisi per fasi, in cui venivano aggiornate di volta in volta le caratteristiche inerziali della sezione resistente.

Le fasi costruttive dell'opera, ipotizzate in fase di progettazione, vengono scandite nella relazione di calcolo come segue. Si predispose dapprima la realizzazione a piè d'opera delle travi prefabbricate, provviste di 6 fori per il passaggio dei cavi di precompressione. Appena raggiunta una sufficiente stagionatura delle travi, prima della posa in opera, si procede alla tesatura dei primi 4 cavi e alla loro iniezione. Una volta completato il varo delle travi è quindi possibile eseguire il getto dei traversi e della soletta. L'impalcato viene terminato con la tesatura dei restanti due cavi di precompressione e con l'iniezione degli stessi.

Alla luce di ciò nel progetto risultano 4 diverse fasi, di seguito elencate, ciascuna caratterizzata da una diversa sezione resistente.

- *Fase 1:* la sezione resistente coincide con la sezione della sola trave scomputata dei fori dei cavi di precompressione, tale sezione è denominata iniziale; in questa fase agisce il solo peso proprio della trave.
- *Fase 2:* viene eseguito il getto di traversi e soletta che agiscono in questa fase solo come carichi, la sezione resistente è ancora una volta la sezione iniziale ma con i cavi della 1 fase iniettati; oltre al peso proprio di tutti gli elementi strutturali, agisce la precompressione data dai primi 4 cavi.
- *Fase 3:* soletta a traversi danno il proprio contributo al comportamento strutturale dell'opera, la sezione resistente è quindi data dalla trave, depurata dai fori relativi ai cavi della seconda fase, con la soletta collaborante; in questa fase si aggiungono tutti gli altri carichi permanenti. I cavi di 2 fase vengono tesati ma non ancora iniettati.
- *Fase 4:* la sezione finale è costituita dalla trave più la soletta, con cavi della 2 fase iniettati. Si considerano le azioni variabili; il sistema di precompressione comprende tutti i sei cavi.

Nell'ottica del metodo delle Tensioni Ammissibili, la verifica a pressoflessione consiste quindi nel confrontare le tensioni massime di compressione e trazione con i limiti imposti dalla Normativa del '65, che sono rispettivamente:

$$\bar{\sigma}'_b = 0.32 \sigma'_{br}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.05 \sigma'_{br}$$

con:

σ'_{br} resistenza cubica del conglomerato a 28 giorni di stagionatura;

$\bar{\sigma}'_b$ tensione ammissibile di esercizio del conglomerato a compressione;

$\bar{\sigma}_b$ tensione ammissibile di esercizio del conglomerato a trazione.

La valutazione delle tensioni massime agenti sulla sezione è il risultato di un processo che prevede, dapprima, il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione indotte da ciascun carico nella sezione di interesse, e in seguito la determinazione delle tensioni dovute a ciascun contributo tramite analisi sezionale.

Al termine del calcolo condotto nella sezione di mezzera, risultando soddisfatti limiti imposti da normativa, è stata assunta dal progettista un'armatura sussidiaria minima pari all'1% della sezione, costituita da 4 Φ 12, disposta lungo tutta la trave e affiancata nella parte iniziale e terminale da 4 Φ 20, quest'ultima assunta fuori calcolo.

Nella relazione viene inoltre proposta una seconda versione della verifica a pressoflessione, condotta ponendosi nelle condizioni di rottura della sezione. È stato determinato il momento resistente della sezione, assumendo quale valore di tensione dell'armatura sciolta il carico di snervamento, mentre il cavo di precompressione lo si è ipotizzato sollecitato con la sua tensione a rottura. Il contributo del calcestruzzo viene del tutto trascurato, così come gli effetti della precompressione. La verifica consiste nel valutare il rapporto tra il momento resistente e il momento sollecitante, e constatare che questo risulti maggiore di un coefficiente di sicurezza di valore pari a 2. Anche con questo metodo la verifica a pressoflessione risulta soddisfatta.

Quest'ultimo metodo di verifica si avvicina maggiormente all'attuale approccio di calcolo agli stati limite ultimi. Anche il fattore di sicurezza adottato, che ingloba in sé tutte le incertezze che oggi consideriamo attraverso l'adozione di coefficienti di sicurezza parziali, non si discosta molto dal valore complessivo fornito da questi ultimi.

Il metodo delle tensioni ammissibili viene riproposto anche per la verifica a taglio. Il calcolo è condotto in fase di esercizio, ed è finalizzato a determinare la tensione principale di trazione, ottenuta tramite combinazione delle tensioni tangenziali e delle tensioni assiali, dovute a ciascun carico in gioco. La sezione più gravosa analizzata è la sezione S1 posta ad una distanza di 1,20 m da testata, e per la quale non risulta necessaria armatura a taglio aggiuntiva, risultando verificato il limite imposto da normativa. L'armatura a taglio che viene disposta è data da staffe Φ 10/25 cm, in modo tale da rispettare il minimo da normativa di 3 staffe al metro.

Per quanto riguarda il calcolo dei traversi, non si è riusciti a chiarire tutti i punti della prassi seguita. Lo studio prevede l'assimilazione del sistema costituito da soletta, traversi e travi, ad una trave Vierendell, in cui il corrente superiore e il corrente inferiore sono rappresentati rispettivamente dalla soletta e dai traversi, collegati tra loro mediante dei montanti, ipotizzati infinitamente rigidi, coincidenti con le travi. Una volta individuata la configurazione dei carichi più sfavorevole, sia trasversalmente che longitudinalmente, sono state valutate le sollecitazioni agenti sul trasverso, nella sezione maggiormente critica, che risulta essere tenso-inflessa. Si è quindi proceduto al dimensionamento delle armature tramite dei semplici equilibri alla rotazione e alla traslazione, che hanno restituito come quantitativo minimo per l'armatura inferiore $4\Phi 26$, mentre per l'armatura superiore risultavano necessari $4\Phi 20$. Nella relazione si dichiara quindi di voler assumere la stessa armatura sia inferiormente che superiormente, e si presume che il quantitativo scelto coincidesse quindi a $4\Phi 26$. Ciononostante, gli elaborati grafici mostrano la disposizione di un'armatura superiore e inferiore pari a $4\Phi 20$. Nella relazione di calcolo viene inoltre omesso il dimensionamento dell'armatura trasversale, che dai disegni contabili si constata essere pari a $\Phi 12/25$ cm, a cui si aggiunge il contributo offerto dai piegati descritti in dettaglio nel § 3.8.

Nella documentazione disponibile, non viene riportato nulla in merito alla progettazione della soletta. Nella verifica della stessa si precisa nel dettaglio il quantitativo dedotto dai disegni contabili disponibili.

Assenza di informazioni nella documentazione, la si è riscontrata anche relativamente alle proprietà dei dispositivi di appoggio, al dimensionamento delle pile e delle spalle. Riguardo le pile, il quantitativo delle armature si è potuto desumere dalle tavole contabili le quali indicano presenza di armature longitudinali pari a $36\Phi 24$ e spirale $\Phi 12/25$ cm mentre, le caratteristiche dei materiali si sono potute stabilire grazie al reperimento dei risultati di una campagna di indagini e prove sui materiali descritta in *Appendice A*.

3. Valutazione di sicurezza statica del caso studio

3.1. Normativa di riferimento

La valutazione di sicurezza è stata condotta seguendo le raccomandazioni fornite dai seguenti documenti normativi:

- D.M. 17/01/2018 - Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare n. 7 21/01/2019 - Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- UNI EN 1992-1-1 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo, regole generali e regole per gli edifici;
- Linee Guida per la Classificazione e Gestione del Rischio, la Valutazione della Sicurezza ed il Monitoraggio dei Ponti Esistenti, n.88/2019 espresso dall'Assemblea Generale in data 17/04/2020;

3.2. Livello di conoscenza

Come già più volte sottolineato nel presente elaborato, la valutazione di sicurezza di una struttura esistente non può prescindere dal processo conoscitivo, finalizzato alla definizione di un quadro descrittivo quanto più completo e dettagliato possibile del manufatto.

Il caso in esame non esula da tale richiesta, tanto più che, trattandosi di un ponte esistente, richiederebbe un livello di conoscenza accurato (LC3), ottenibile attraverso l'esecuzione di indagini e prove sui materiali esaustive.

Per la presente applicazione, avente comunque finalità didattica, il materiale a disposizione consisteva negli elaborati progettuali dell'epoca (relazione tecnica e disegni contabili), brevemente esposti nel capitolo precedente, e in una relazione tecnica più recente, con relativa documentazione, avente come oggetto la verifica di sicurezza sismica dell'opera condotta nel 2010. Seppur, per la natura della verifica, l'elaborato focalizzi l'attenzione sulla sottostruttura del ponte, si è comunque rivelato utile come strumento di convalida per le informazioni reperite dagli elaborati progettuali, almeno per quanto concerne la geometria dell'opera. Nel report viene infatti dichiarato che, sulla base di

indagine visiva, corredata da verifiche a campione, vi è perfetta rispondenza tra le dimensioni reali dell'opera e quanto riportato negli elaborati di contabilità. Per quanto riguarda invece i dettagli costruttivi e i materiali, non si è potuto fare affidamento sui risultati di prove o indagini condotte sull'opera non essendo queste disponibili, e ci si è quindi affidati a quanto riportato nel progetto originario.

Alla luce di quanto esposto si evince che il Livello di Conoscenza è un livello di conoscenza limitato (LC1), il quale, per sopperire alle numerose incertezze, richiede di assumere un fattore di confidenza $FC=1,35$.

3.3. Materiali, valori caratteristici

Le informazioni sui materiali, necessarie alla valutazione di sicurezza dell'impalcato, che è stato possibile reperire dal report di progetto sono le seguenti:

- Calcestruzzo per c.a.p. dosato con 400kg/m^3 di cemento tipo 730, $\sigma'_{br} > 450$ kg/cm^2 ;
- Armatura lenta: acciaio A.L.E., ad alto limite elastico, $\sigma_{as} = 4400$ kg/cm^2 ;
- Armatura di precompressione: trefoli acciaio armonico, $\sigma_{apr} > 1700$ kg/mm^2 ,
 $E = 210$ GPa.

con:

σ'_{br} resistenza cubica del conglomerato a 28 giorni di stagionatura

σ_{as} tensione di rottura dell'acciaio preteso

σ_{apr} tensione di snervamento dell'armatura ordinaria

È evidente che le informazioni deducibili dalla relazione risultano poco dettagliate e incomplete; vengono oltretutto omesse completamente indicazioni relative al calcestruzzo gettato in opera di traversi e solette. Per ovviare a tali lacune, è stato scelto di affiancare a tali dati, quelli reperiti dalla relazione di un'opera affine a quella in esame, realizzata negli stessi anni e per la quale è stata condotta una campagna di indagine che ha consentito di definire con precisione le caratteristiche dei materiali. Sulla base di questi risultati è stato quindi possibile desumere dei valori plausibili da assumere ai fini dell'analisi. I valori caratteristici che si è scelto di adottare per ciascun materiale sono nel seguito mostrati.

Calcestruzzo trave c.a.p.

- $R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$, resistenza caratteristica cubica a compressione uniassiale desunta dalla relazione di calcolo, assumendo $\sigma'_{br} = 450 \text{ kg/cm}^2$.

Noto questo valore è stato possibile calcolare le seguenti proprietà:

- $f_{ck} = 37.35 \text{ N/mm}^2$, resistenza caratteristica cilindrica a compressione uniassiale;
- $f_{ctk} = 2.35 \text{ N/mm}^2$, resistenza caratteristica a trazione;
- $f_{ctm} = 3.35 \text{ N/mm}^2$, resistenza media a trazione;
- $E_{cm} = 34.63 \text{ GPa}$, modulo di elasticità.

Calcestruzzo traversi e soletta gettati in opera

- $R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$, resistenza caratteristica cubica a compressione uniassiale assunta adottando come riferimento il valore ottenuto da prove su materiali, condotte su un manufatto progettato negli stessi anni dell'opera in esame.

Da questo, è stato possibile calcolare i seguenti valori:

- $f_{ck} = 33.2 \text{ N/mm}^2$, resistenza caratteristica cilindrica a compressione uniassiale;
- $f_{cm} = 41.20 \text{ N/mm}^2$, resistenza media cilindrica a compressione;
- $f_{ctk} = 2.17 \text{ N/mm}^2$, resistenza caratteristica a trazione;
- $f_{ctm} = 3.10 \text{ N/mm}^2$, resistenza media a trazione;
- $E_{cm} = 33.64 \text{ GPa}$, modulo di elasticità.

Acciaio armatura lenta

Dalla relazione di calcolo si è dedotto che l'acciaio adottato abbia presumibilmente delle caratteristiche riconducibili ad un acciaio di tipo FeB44k, per il quale valgono:

- $f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$, resistenza caratteristica di snervamento;
- $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$, tensione caratteristica di rottura;
- $E_s = 210 \text{ GPa}$, modulo elastico.

Trefoli di acciaio precompresso

Dalla relazione di calcolo si è potuto dedurre solo il valore di tensione a rottura dei trefoli. Si è quindi fatto riferimento alle prove su materiali disponibili per l'altro manufatto, essendo il valore di tensione a rottura congruo con quello riportato in relazione. Per i cavi di precompressione si è assunto quindi:

- $f_{yk} = 1400 \text{ N/mm}^2$, resistenza caratteristica di snervamento;
- $f_{tk} = 1700 \text{ N/mm}^2$, tensione caratteristica di rottura;
- $E_s = 210 \text{ GPa}$, modulo elastico.

Le caratteristiche appena elencate vengono riassunte nelle seguenti tabelle:

Calcestruzzo

Tabella 3-1 – Sintesi delle proprietà caratteristiche del calcestruzzo

		Trave	Soletta e Traversi
R_{ck}	[N/mm ²]	45	40
f_{ck}	[N/mm ²]	37,35	33,20
f_{cm}	[N/mm ²]	45,35	41,20
f_{ctm}	[N/mm ²]	3,35	3,10
f_{ctk}	[N/mm ²]	2,35	2,17
E_{cm}	[GPa]	34,63	33,64

Acciaio

Tabella 3-2 – Sintesi delle proprietà caratteristiche dell'acciaio

		Armatura lenta FeB44k	Trefoli
f_{yk}	[N/mm ²]	430	1400
f_{tk}	[N/mm ²]	540	1700
E_s	[GPa]	210	210

3.3.1. Valori di progetto

Per la valutazione delle resistenze di progetto, le Linee Guida prescrivono che queste vengano calcolate mediante la seguente relazione:

$$f_d = \min \left(\frac{f_m}{FC \gamma_m}; \frac{f_k}{FC} \right)$$

Ossia si assume quale valore di progetto il valor minimo tra il valor medio, diviso per il fattore di confidenza ed il fattore parziale, ed il valore caratteristico, diviso per il fattore di confidenza.

Per il caso in esame si ricorda che il Fattore di Confidenza ammesso è pari ad 1.35. Diversamente, per quanto riguarda i fattori parziali per le caratteristiche di resistenza dei materiali, questi variano al variare del livello di sicurezza considerato. Per il Completo Adeguamento, i fattori parziali di ciascun materiale risultano essere conformi a quelli dettati dalle Norme Tecniche. È quindi stata applicata la formula proposta dalle Linee Guida ottenendo i valori riportati di seguito. Si puntualizza che nel caso specifico dell'acciaio, non essendo noto il valor medio di resistenza, il valore di progetto è stato calcolato a partire dal valore caratteristico.

Tabella 3-3 – Fattori parziali di sicurezza associati alla Completa Adeguatezza

FC, fattore di confidenza	1.35
γ_c , fattore parziale di sicurezza calcestruzzo	1.50
γ_s , fattore parziale di sicurezza acciaio	1.15

Calcestruzzo trave c.a.p.

- $f_{cd} = 22,40 \text{ N/mm}^2$, resistenza a compressione di progetto;
- $f_{ctd} = 1.66 \text{ N/mm}^2$, resistenza a trazione di progetto.

Calcestruzzo traversi e soletta gettati in opera

- $f_{cd} = 20,35 \text{ N/mm}^2$, resistenza a compressione di progetto;
- $f_{ctd} = 1.53 \text{ N/mm}^2$, resistenza a trazione di progetto.

Acciaio armatura lenta

- $f_{yd} = 318,52 \text{ N/mm}^2$, tensione di progetto a snervamento

Trefoli di acciaio precompresso

- $f_{yd} = 1037,04 \text{ N/mm}^2$, tensione di progetto a snervamento

Tabella 3-4 – Sintesi delle proprietà di progetto per il Completo Adeguamento

Materiale	Proprietà	
	[/]	[N/mm ²]
Calcestruzzo Trave	f_{cd}	22.40
	f_{ctd}	1.66
Calcestruzzo Traversi e Soletta	f_{cd}	20.35
	f_{ctd}	1.53
Armatura lenta	f_{yd}	318.52
Trefoli	f_{yd}	1037.04

3.4. Analisi dei carichi

Una volta analizzata la geometria dell'opera, è stato possibile procedere alla valutazione delle azioni a cui è soggetta la struttura portante. I carichi che sono stati considerati sono:

- G1, carichi permanenti portanti, in cui rientrano i pesi degli elementi strutturali, quali travi, traversi e soletta;
- G2, carichi permanenti portati, in cui rientrano i pesi degli elementi non strutturali, quali cordoli, piattaforma stradale, barriere di sicurezza e spartitraffico;
- P, azione di precompressione;
- Q, carichi variabili, in questo caso si è tenuto conto delle sole azioni verticali da traffico.

3.4.1. Carichi Permanenti

Nel caso in esame, l'azione dovuta al peso proprio degli elementi strutturali, trave, traversi e soletta, viene rilevata automaticamente dal software di calcolo a seguito della definizione, all'interno del modello, della geometria di ciascun elemento ed del materiale di cui è composto, assegnando il relativo peso per unità di volume. In particolare, per tutti e tre gli elementi in calcestruzzo armato è stato assunto $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

Diversamente per quanto riguarda i carichi permanenti portati, G2, questi sono stati considerati all'interno del modello di analisi attraverso dei carichi distribuiti, assegnati manualmente ai frame. È stata quindi svolta, in precedenza, un'analisi dei carichi che quantificasse il contributo dato da ciascun elemento non strutturale. I risultati, di seguito riportati in forma tabellare, fanno riferimento all'intero sviluppo trasversale dell'impalcato.

Tabella 3-5 – Carichi permanenti portati (G2)

Elemento	L	H	Area	'Y	W
	[m]	[m]	[m ²]	[kN/m ³]	[kN/m]
Cordolo, sx	0,50	0,25	0,13	25,00	3,13
Cordolo, dx	0,50	0,25	0,13	25,00	3,13
Barriera di sicurezza, sx	-	-	-	-	1,00
Barriera di sicurezza, dx	-	-	-	-	1,00
Spartitraffico fisso	-	-	-	-	1,00
Pavimentazione stradale	15,00	0,15	2,25	20,00	45,00

3.4.2. Azione della precompressione

A differenza delle altre azioni appena descritte, l'azione di precompressione non è stata considerata in fase di modellazione, ma il suo contributo è stato contemplato solo nella fase di verifica vera a propria. Per poter quantificare il beneficio indotto dai cavi di precompressione, si è ricondotto il sistema costituito da 6 cavi, ad un sistema equivalente, composto dal cavo risultante avente sezione pari alla somma delle sezioni dei singoli cavi.

Si precisa che nella fase iniziale dello studio, è stato assunto uno sforzo assiale uguale per tutti i cavi e costante lungo lo sviluppo longitudinale. In virtù di ciò, e considerando che i cavi presentano tutti la stessa sezione, il centro di applicazione della risultante è coinciso con il baricentro geometrico degli stessi.

Per la definizione del cavo si è fatto riferimento alle informazioni desunte dai disegni contabili. In particolare, dalla Tav. n.1 relativa alla trave in c.a.p., in cui sono rappresentate le sezioni trasversali della trave, è stato possibile ricavare puntualmente la posizione effettiva di ciascun cavo. In merito, si precisa che non è stato possibile avvalersi di tutte le sezioni presenti, poiché per alcune le quote riportate non risultavano leggibili. Per tale motivo, nelle sez.4 e sez. 5 in Tabella 3.6 e Tabella 3.7, non sono presenti dati.

Il tracciato del cavo risultante ottenuto consiste quindi, come mostrato in Figura 3-1. in una spezzata congiungente i punti definiti nelle sezioni a disposizione. In Tabella 3-6 e Tabella 3-7 si riportano le quote del cavo risultante calcolate sezione per sezione. Per tener conto delle fasi costruttive all'interno dell'analisi, è stato necessario determinare il cavo risultante relativo a due sistemi di precompressione, uno costituito dai soli cavi di prima fase (cavi 1,2,3,4) ed uno relativo alla configurazione finale, comprendente anche i cavi di seconda fase (cavi 5 e 6).

Cavo risultante 1 FASE

Tabella 3-6 – Definizione del cavo risultante di 1° fase

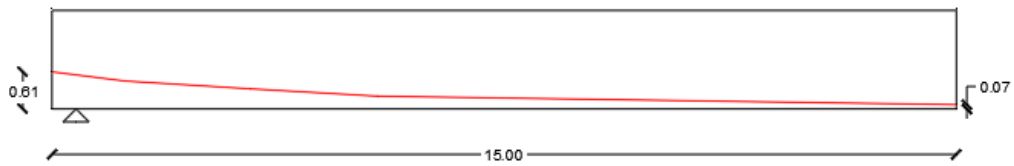
Sezione	Cavi di precompressione					Cavo risultante	
	Progressiva	Cavo 1	Cavo 2	Cavo 3	Cavo 4	A _c (32 φ7)	y _{cavo}
[/]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[cm ²]	[m]
SEZ. 0	0,00	0,41	0,41	0,68	0,95	12,32	0,61
SEZ.1	1,20	0,24	0,24	0,583	0,789		0,46
SEZ.2	3,30	0,15	0,15	0,456	0,571		0,33
SEZ.3	5,40	0,08	0,08	0,285	0,387		0,21
SEZ.4	7,50	-	-	-	-		-
SEZ.5	10,00	-	-	-	-		-
SEZ.6 (Mezzeria)	15,00	0,07	0,07	0,07	0,07		0,07

Cavo Risultante FINALE

Tabella 3-7 – Definizione del cavo risultante finale

Sezione	Cavi di precompressione							Cavo risultante	
	Progressiva(m)	Cavo 1	Cavo 2	Cavo 3	Cavo 4	Cavo 5	Cavo 6	A_c (32 Φ 7)	y_{cavo}
[l]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[cm ²]	[m]
SEZ. 0	0,00	0,41	0,41	0,68	0,95	1,22	1,49	12,32	0,86
SEZ. 1	1,20	0,24	0,24	0,583	0,789	1,022	1,255		0,69
SEZ. 2	3,30	0,15	0,15	0,456	0,571	0,723	0,957		0,50
SEZ. 3	5,40	0,08	0,08	0,285	0,387	0,51	0,685		0,34
SEZ. 4	7,50	-	-	-	-	-	-		-
SEZ. 5	10,00	-	-	-	-	-	-		-
SEZ. 6	15,00	0,07	0,07	0,07	0,07	0,19	0,19		0,11

Tracciato Cavo Risultante di 1° fase



Tracciato Cavo Risultante finale

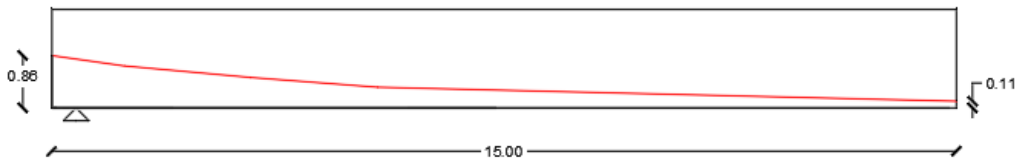


Figura 3-1 – Tracciato del cavo risultante

3.4.2.1. Calcolo della tensione del cavo risultante nelle sezioni oggetto di studio

Definita la sezione ed il tracciato del cavo risultante, l'ultima incognita necessaria per valutare la forza di precompressione indotta dai cavi è la tensione a cui il cavo lavora.

Nello studio condotto si è considerato lo sforzo di precompressione variabile lungo il cavo per effetto dell'attrito che si sviluppa tra i fili e la parte interna della guaina che contiene il cavo stesso.

Tale dato è stato ricavato a partire dalle tensioni di tiro definite all'interno della relazione di calcolo originale dell'opera. In particolare, ritenute attendibili queste ultime, si è assunto come valore di tiro iniziale del cavo risultante il valor medio delle tensioni iniziali di ciascun cavo; da questo, scomputando le cadute di tensione lente, è stato possibile ricavare il valore di tensione finale nella sezione di testata. Il valore di tensione finale agente invece in corrispondenza di ciascuna sezione di interesse, è stato ottenuto sottraendo al valore di tensione finale in testata, le perdite dovute all'attrito. In questa fase le perdite di tensione vengono valutate secondo le formule proposte nella normativa dell'epoca, pertanto, anche la nomenclatura adottata è coerente con quanto riportato nella relazione di calcolo. Inoltre, poiché si è condotta l'analisi facendo riferimento al cavo risultante, si farà sempre riferimento ad un valor di tensione mediato su 6 cavi. Nella trattazione si è indicato:

- $\sigma_{pi, testata}$; tensione iniziale all'estremità del cavo;
- $\sigma_{pf, testata}$; tensione finale all'estremità del cavo;
- $\sigma_{pf, i-esima}$; tensione finale nella sezione i-esima;
- $\Delta\sigma$, cadute di tensione dovute all'attrito, calcolate con la seguente formula:

$$\Delta\sigma = \sigma_{pi} (fd \Delta L + fc \Delta\alpha)$$

in cui:

- fd , coefficiente di attrito nei tratti rettilinei, pari a 0.003 m^{-1}
- fc , coefficiente di attrito nei tratti curvilinei, pari a 0.30 rad^{-1}
- $\Delta L = x_s - x_c$, con x_s ascissa della sezione indagata, ed x_c , ascissa dell'estremità del cavo
- $\Delta\alpha = \alpha_s - \alpha_c$, con α_s angolo in corrispondenza della sezione indagata, ed α_c , angolo di uscita del cavo
- $\Delta\sigma_1$, cadute di tensione dovute al rilassamento dell'acciaio, poste pari a:
$$\Delta\sigma_1 = 0.07 \sigma_{pi}$$
- $\Delta\sigma_2$, cadute di tensione dovute al ritiro del calcestruzzo, calcolate imponendo una deformazione dello stesso pari a $\varepsilon = 0.00025$, da cui si ricava

$$\Delta\sigma_2 = 525 \text{ kg/cm}^2$$

- $\Delta\sigma_3$, cadute di tensione dovute alla viscosità, calcolata assumendo una deformazione nell'acciaio pari a 2.5 volte la deformazione elastica nel calcestruzzo indotta dai cavi. Essa risulta pari a:

$$\Delta\sigma_3 = 0.0722 \cdot \sigma_{pi}$$
- $\delta_1 = \Delta\sigma/\sigma_{pi}$, coefficiente moltiplicativo della tensione iniziale che restituisce il valore delle perdite di tensione dovute all'attrito
- $\delta_2 = (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3)/\sigma_{pi}$, coefficiente moltiplicativo della tensione iniziale che restituisce il valore delle perdite di tensione dovute al rilassamento e alla viscosità

Sulla base di ciò, si è potuto ricavare il valore della tensione finale in testata, mediante la seguente equazione:

$$\sigma_{pf, testata} = \sigma_{pi, testata} - \sigma_{pi, testata} \cdot \delta_2 - \Delta\sigma_2$$

Il valore di tensione finale nella i-esima sezione è stato quindi ottenuto come segue:

$$\sigma_{pf, i} = \sigma_{pf, testata} - \Delta\sigma, i$$

dove con $\Delta\sigma, i$ si intende il valore delle perdite di tensione dovute all'attrito relative a ciascuna sezione. I risultati ottenuti sono riportati di seguito in Tabella 3-9.

Tabella 3-8 – Valore delle tensioni finali agenti sul cavo nelle sezioni di interesse

Sezione	x_s	f_d	α_c	α_s	$\Delta\alpha$	f_c	$\sigma_{attrito, i-esima sez.}$	$\sigma_{pf, i-esima sez.}$
[/]	[m]	[m-1]	[°]	[°]	[rad]	[rad-1]	[/]	[N/mm2]
sez.0	0,00	0,003	8,063	8,063	0,0000	0,3	0,00	969,68
sez.1	2,00			5,17	0,0505		25,16	944,52
sez.2	7,3675			1,372	0,1168		67,97	901,71
sez.3	14,8675			1,372	0,1168		94,74	874,94
sez. 4	5,90			1,372	0,1168		62,73	906,94

3.4.3. Carichi da traffico

Per i livelli di sicurezza di Completo Adeguamento, la domanda di traffico viene definita in accordo con quanto stabilito dalle Norme Tecniche.

I carichi dovuti al transito dei veicoli vengono rappresentati mediante schemi di carico disposti su corsie convenzionali. Gli schemi di carico proposti da normativa sono in totale sei, da adottare sia per le verifiche locali che globali dell'opera. Tali schemi vengono combinati tra loro, andando a costituire dei gruppi di azione, da considerare come azione

caratteristica al pari degli altri carichi agenti sul ponte. Nel caso in esame, si è considerato il Gruppo di azione 1, ritenuto il più sfavorevole ai fini della verifica globale della struttura.

Per la disposizione del carico è necessario definire le corsie convenzionali, ossia le corsie lungo cui far correre i carichi verticali da traffico, non necessariamente coincidenti con le corsie reali dell'infrastruttura. La zona carrabile viene quindi suddivisa in corsie convenzionali secondo le indicazioni proposte da Normativa:

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

Figura 3-2 – Numero e larghezza delle corsie convenzionali (NTC 2018, Tab. 5.1.1)

con:

w larghezza della superficie carrabile

n numero di corsie convenzionali

Il ponte in esame è costituito da due carreggiate separate, per ciascuna delle quali si è proceduto alla definizione delle corsie convenzionali, ottenendo i seguenti risultati:

Tabella 3-9 – Definizione numero e larghezza delle corsie convenzionali per il caso studio

Carreggiata	Larghezza superficie carrabile (w)	N° di corsie convenzionali	Larghezza corsia convenzionale	Larghezza zona rimanente
[/]	[m]	[n°]	[m]	[m]
C.DX	7,00	2	3	1
C.SX	7,00	2	3	1

Su ciascuna carreggiata è quindi possibile definire due corsie convenzionali; la numerazione e la disposizione delle stesse va definita in modo da indurre le condizioni di progetto più sfavorevoli. La numerazione indica la misura con cui ciascuna corsia contribuisce a definire la condizione di carico più sfavorevole, in altre parole la Corsia

Numero 1 è la corsia che determina l'effetto più sfavorevole, segue quindi la Corsia Numero 2 che dà il secondo effetto più sfavorevole, e così via.

Nel caso di ponte a doppia carreggiata, bisogna tenere a mente un'ulteriore prescrizione delle NTC 2018, 5.1.3.3.2, secondo cui, è possibile definire una sola corsia 1, una sola corsia 2, ecc., che possono appartenere alternativamente ad una delle due parti. Quindi non è possibile considerare la configurazione di carico che prevede la presenza di una corsia di carico n.1 su entrambe le carreggiate, seppur questa indurrebbe certamente effetti di gran lunga più sfavorevoli rispetto alla configurazione suggerita dalla norma.

Una volta definite le corsie convenzionali è possibile disporre i carichi. Come già detto, ai fini della verifica si è considerato il gruppo d'azione 1, che prevede l'adozione dello schema di carico 1 sulla superficie carrabile, combinato con lo schema di carico 5 da applicare a marciapiedi e piste ciclabili. Il ponte esaminato non prevede la presenza di marciapiedi o piste ciclabili; pertanto, i carichi agenti sono i soli previsti dallo schema di carico 1.

Lo schema di Carico 1 è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Figura 3-4. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il valore dei carichi concentrati Q_{ik} , e dei carichi distribuiti q_{ik} , differisce per ciascuna corsia, così come indicato nella Figura 3-3.

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Figura 3-3 – Intensità dei carichi per le diverse corsie (NTC 2018, 5.1.3.3.5)

Si ricorda inoltre che le azioni suggerite dalla normativa sono comprensive degli effetti dinamici.

Nella Figura 3.5 è riportato uno schema rappresentativo del modello di carico.

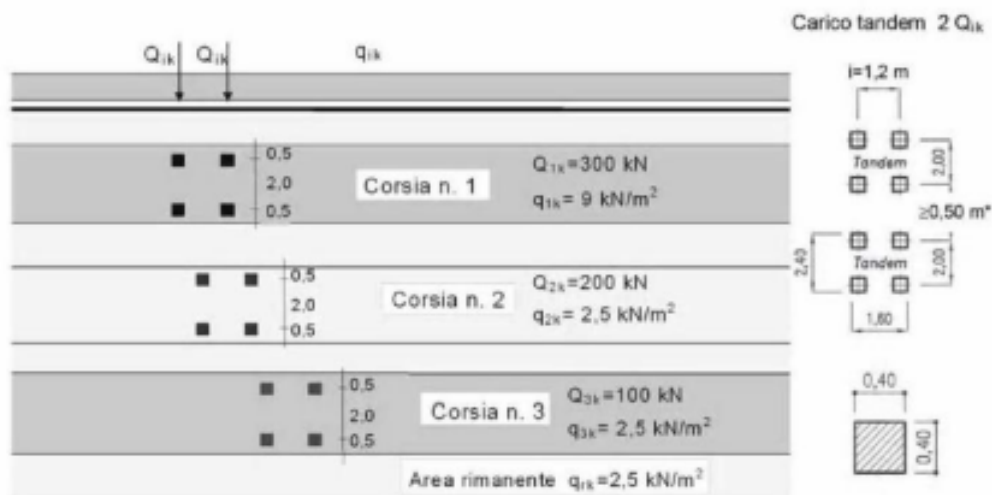


Figura 3-4 – Schema di carico 1 (NTC 2018, 5.1.3.3.5)

Per la configurazione dei carichi in direzione trasversale, si è ricercata quella che producesse la condizione di carico più sfavorevole per la trave di bordo di sinistra. A tale scopo, ci si è affidati alle informazioni dedotte dalla linea di influenza del coefficiente di ripartizione trasversale, tracciata nell'ipotesi di traversi infinitamente rigidi e di travi assimilabili ad appoggi cedevoli. Sulla base del risultato ottenuto, si è adottata la seguente disposizione dei carichi:

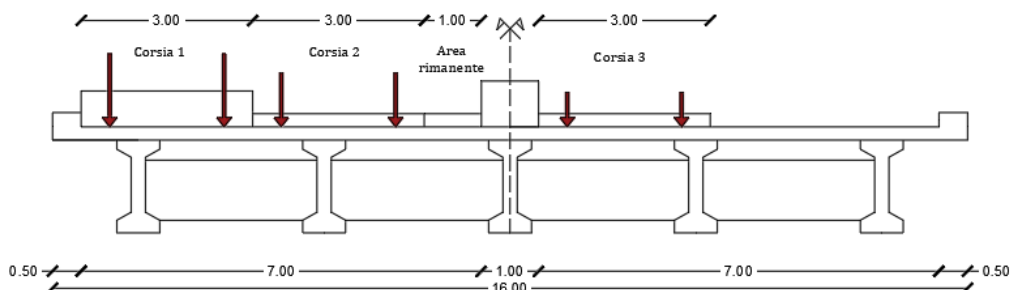


Figura 3-5 – Disposizione trasversale dei carichi da traffico

3.5. Modello di calcolo

L'analisi della struttura è stata svolta con il supporto del software SAP2000. Lo studio si è concentrato su un'unica campata del ponte, di luce $L=30.00$ m. Poiché nelle verifiche è stato necessario tenere conto delle fasi costruttive, nel rispetto di queste ultime sono stati generati due modelli distinti.

Il primo prevede la modellazione della singola trave, ed è finalizzato alla valutazione del suo comportamento prima della solidarizzazione con gli altri elementi strutturali.

La singola trave fa fronte da sola non solo al peso proprio, ma supporta anche il peso della soletta e del traverso prima che questi ultimi abbiano sviluppato caratteristiche di resistenza e rigidità idonee per contribuire al comportamento portante della struttura.

Il secondo modello di calcolo prevede la schematizzazione dell'impalcato attraverso un graticcio di travi, costituito dalle 5 travi longitudinali, collegate tra loro dai traversi. Ciascun elemento strutturale è stato definito mediante elementi frame, a cui sono state assegnate le relative proprietà sezionali. La sezione degli elementi longitudinali vede in questo caso la collaborazione tra la trave e la soletta.

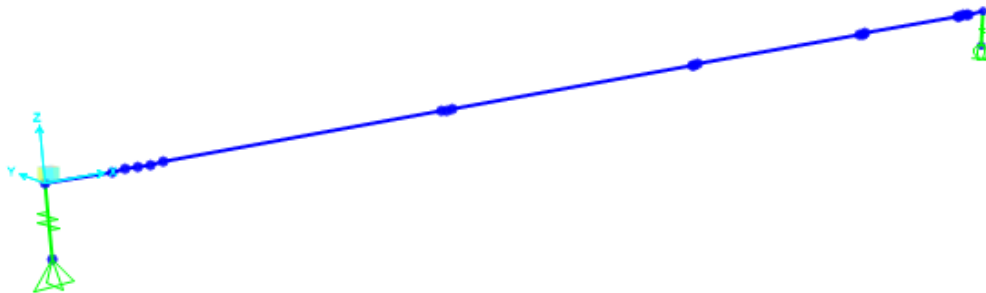


Figura 3-6 – Modello della singola trave in SAP2000

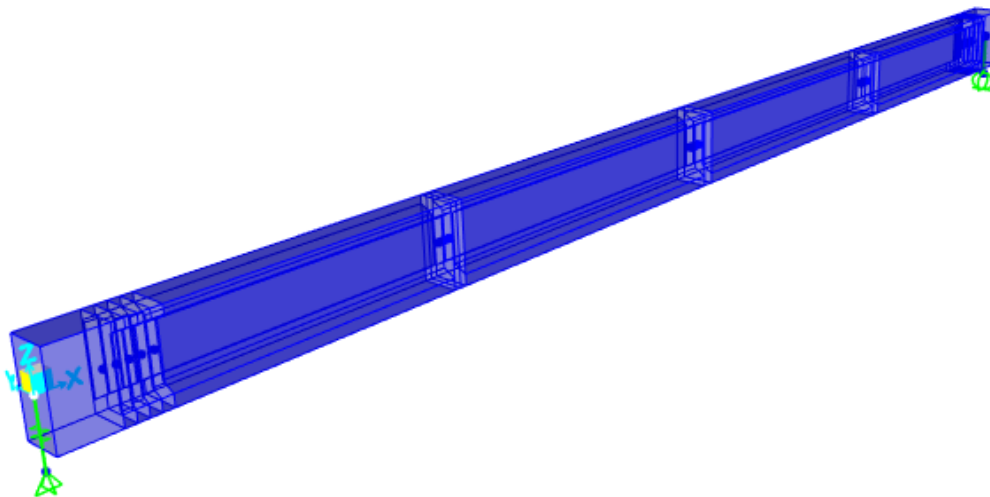


Figura 3-7 – Vista estrusa del modello della singola trave in SAP2000

Come visto nella descrizione del caso studio, la geometria della trave varia lungo lo sviluppo longitudinale del ponte. Nella modellazione si è cercato di riprodurre la geometria dell'opera il più fedelmente possibile assegnando alla trave in corrispondenza dei ringrossi la sezione rettangolare, e altrove la sezione a doppio T. Si è inoltre rappresentato il graduale passaggio tra le due sezioni, discriminando la zona in cui avviene tale variazione, avente sviluppo 1,00m, in 4 segmenti di uguale lunghezza, a ciascuno dei quali è stata assegnata la geometria afferente quella determinata zona. La definizione di tale geometria all'interno del software ha richiesto l'utilizzo del comando "Section Design", sia per il modello iniziale che per quello finale.

I traversi sono stati rappresentati attraverso elementi frame che corrono in direzione trasversale, tracciati in corrispondenza del baricentro degli elementi stessi. Essendoci una differenza di quota tra il baricentro della trave e quello dei traversi, il collegamento dei frame è stato realizzato attraverso link rigidi lineari. Tali elementi sono stati adottati anche per congiungere i frame longitudinali, tracciati anche questi al livello dei baricentri delle travi, con i rispettivi appoggi, posizionati all'intradosso delle travi stesse. Al fine di garantire la continuità cinematica nei punti di congiunzione degli elementi, nella definizione delle proprietà dei link è stato necessario impedire gli spostamenti e le rotazioni dell'elemento, descrivendo in questo modo il comportamento di un unico corpo rigido.

Per quanto riguarda la soletta, come detto essa viene inclusa nel modello all'interno della geometria sezionale delle travi. In questo modo il software tiene conto nell'analisi, del peso della stessa e del contributo offerto in termini di rigidità flessionale in direzione longitudinale. Tale modello, tuttavia, trascurerebbe il ruolo svolto dalla soletta nella ripartizione trasversale dei carichi, affidando tale compito solo ai traversi. Per rendere la modellazione più fedele alla realtà, è stato colto questo aspetto rappresentando la soletta

con frame trasversali con un interasse di 0.50 m, lungo tutto lo sviluppo longitudinale. a tali elementi è stata assegnata sezione rettangolare di altezza pari all'altezza della soletta, 0.23 m, e di larghezza costante e pari all'interasse. Essendo il peso della soletta già introdotta nel software mediante la definizione della sezione della trave, per evitare che venisse conteggiato nuovamente, a tali elementi sono stati azzerati il peso e la massa. I frame sono stati tracciati alla quota del baricentro della soletta, e collegati con il sistema a graticcio sottostante mediante link rigidi, aventi le stesse caratteristiche dei link sopra definiti.

Non avendo informazioni più approfondite sullo schema di vincolo, si è assunto che l'impalcato fosse semplicemente appoggiato. In particolare, una volta definito l'appoggio fisso, sono stati disposti gli altri vincoli, unilaterali e bilaterali, in modo da consentire dilatazioni termiche evitando l'insorgenza di sollecitazioni interne.

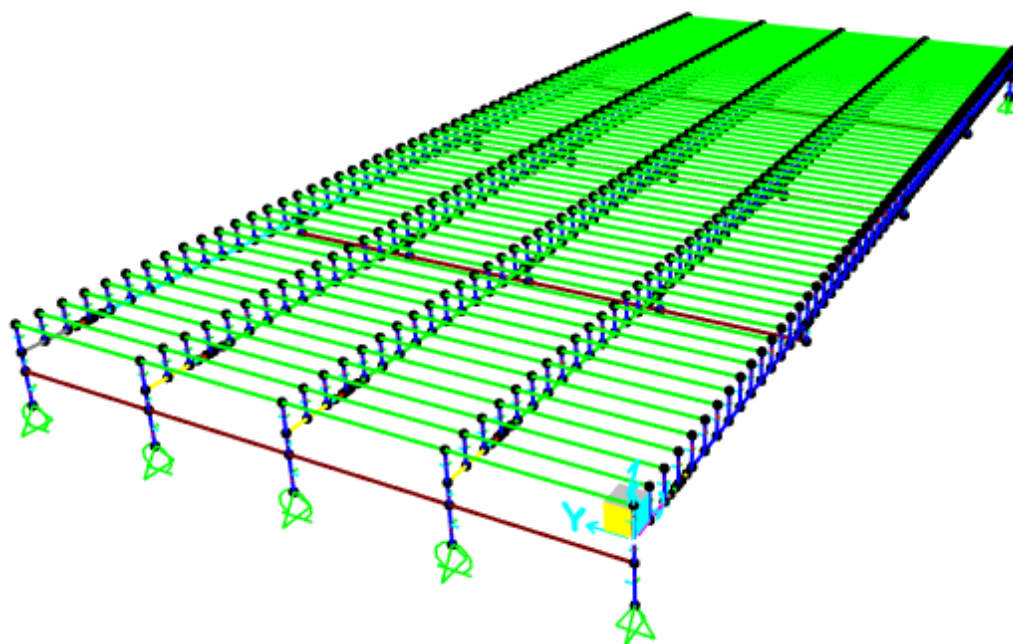


Figura 3-8 – Modello dell'impalcato a graticcio in SAP2000

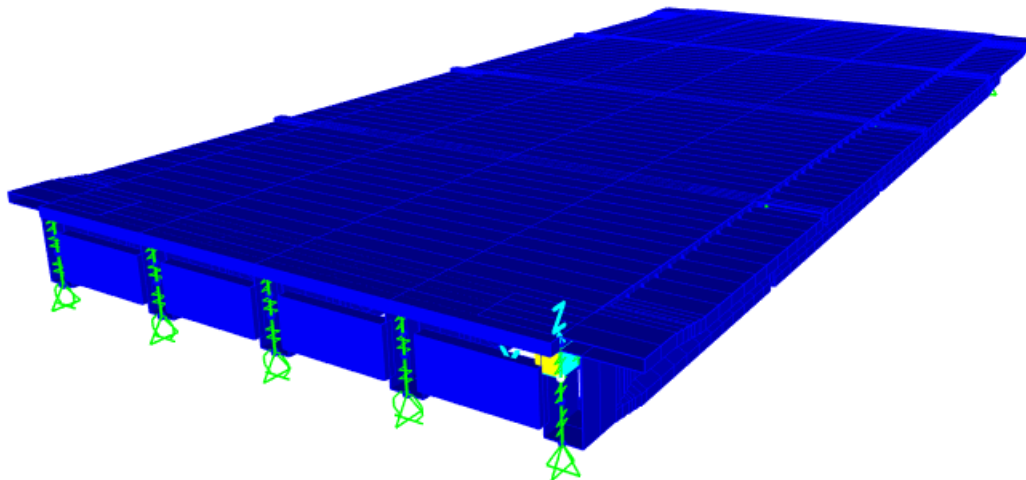


Figura 3-9 – Vista estrusa del modello dell'impalcato a graticcio in SAP200

3.5.1. Assegnazione dei carichi

Una volta definiti i modelli è stato possibile procedere all'assegnazione dei carichi.

Per il modello rappresentante la fase iniziale, costituito dalla singola trave, i carichi agenti sono i soli carichi permanenti portanti, in concomitanza con l'azione di precompressione fornita dai primi quattro cavi, che come già detto non viene introdotta nel modello ma viene considerata direttamente nella fase di verifica.

Definite le caratteristiche geometriche della sezione e le proprietà del materiale costituente la trave, il software rileva in autonomia il peso proprio dell'elemento. I carichi indotti dai pesi propri di traversi e soletta sono invece stati inseriti manualmente. Dopo aver valutato l'azione esercitata da tali elementi sulla trave si è proceduto alla definizione della stessa nel software. Di seguito si riporta l'entità del carico dovuta al peso proprio di traversi e soletta; si precisa che, a favore di sicurezza, è stata considerata l'azione dei pesi propri di traversi e soletta agenti su una trave centrale seppure lo studio abbia riguardato la trave di riva.

Com'è possibile notare dai risultati mostrati in Tabella 3-10 e Tabella 3-11, le azioni dovute ai traversi sono state trattate come carichi concentrati, applicati in corrispondenza dell'elemento stesso. La soletta invece è stata ricondotta ad un carico di linea attraverso la teoria delle aree di influenza.

Tabella 3-10 – Peso proprio traversi

TRAVERSO				
h	L	s	γ_{cls}	$P_{traverso}$
[m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kN]
1,05	2,5	0,25	25	16,41

Tabella 3-11 – Peso proprio soletta

SOLETTA				
h	L	s	γ_{cls}	$P_{soletta}$
[m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m]
0,23	3,25	1,00	25	18,69

Procedimento analogo è stato condotto per i carichi assegnati al modello relativo alla fase finale dell'opera, costituito dal graticcio di travi.

In questo caso sono stati modellati tutti gli elementi strutturali, di conseguenza non è stato necessario definire un carico che riproducesse gli effetti del peso proprio degli elementi.

Per i carichi permanenti portati bisogna distinguere la natura del carico. In particolare, i cordoli, le barriere di sicurezza e lo spartitraffico sono stati trattati come carichi uniformemente distribuiti in direzione longitudinale, agenti lungo tutto lo sviluppo dell'impalcato. Essi sono stati applicati alla trave che, in direzione trasversale, risultava più vicina al punto di applicazione degli stessi, definendo, ove necessario, oltre alla componente verticale distribuita, anche un momento distribuito, frutto dell'eccentricità tra il baricentro della trave e il baricentro dell'elemento non strutturale.

La pavimentazione stradale, invece, essendo un carico di superficie, è stato ricondotto ad un carico lineare secondo la teoria delle aree di influenza: a ciascuna trave è stata quindi assegnata l'aliquota di carico ad essa competente. Per le travi di bordo, su cui insistono i cordoli, il baricentro della pavimentazione presenta un'eccentricità trasversale rispetto al baricentro della trave, si è tenuto conto di ciò mediante la definizione di coppie uniformemente distribuite.

Bisogna precisare che in realtà la definizione di coppie prodotte dal peso degli elementi strutturali e no, risulta superfluo poiché la sezione trasversale dell'impalcato è perfettamente simmetrica; pertanto, la risultante delle coppie è banalmente nulla.

Tabella 3-12 – Carichi G2 per modello a graticcio

G2	TRAVE 1			TRAVE 2	TRAVE 3			TRAVE 4	TRAVE 5		
	N	e	M	N	N	e	M	N	N	e	M
	[kN/m]	[m]	[kN]	[kN/m]	[kN/m]	[m]	[kN]	[kN/m]	[kN/m]	[m]	[kN]
CORDOLI SX	3,13	1,25	3,91	-	-	-	-	-	-	-	-
CORDOLI DX	-	-	-	-	-	-	-	-	3,13	1,25	-3,91
BARRIERE DI SICUREZZA SX	1,00	1,25	1,25	-	-	-	-	-	-	-	-
BARRIERE DI SICUREZZA DX	-	-	-	-	-	-	-	-	1,00	1,25	-1,25
SPARTITRAFFICO	-	-	-	-	1,00	0,00	0,00	-	-	-	-
PAV. STRADALE	9,38	0,04	-0,37	9,75	9,75	0,00	0,00	9,75	9,38	0,04	0,37

Per quanto riguarda i carichi da traffico, essi sono stati inseriti nel modello generato col SAP2000 attraverso il comando apposito, che richiede la definizione delle corsie di carico, dei veicoli e delle classi di veicoli.

3.6. Combinazione delle azioni

Per la verifica agli SLU, le azioni appena calcolate sono state combinate secondo la combinazione fondamentale agli SLU:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{k3} + (\dots)$$

in cui i coefficienti di combinazione ψ_{0i} sono riportati nella tabella delle NTC 2018, Tab. 5.1.VI. Nel caso studio non è stato necessario introdurre tali coefficienti avendo considerato un'unica azione variabile, ossia l'azione da traffico.

I coefficienti parziali di sicurezza invece variano, come prescritto dalle Linee Guida, con il livello di sicurezza considerato in funzione del periodo di riferimento adottato. Per il livello di Completo Adeguamento i valori dei fattori parziali da impiegare sono gli stessi definiti nelle Norme tecniche, ad eccezione dei carichi permanenti per i quali le Linee Guida definiscono i seguenti valori, relativi ad una Classe di Conseguenza CC3:

CLASSE DI CONSEQUENZA	(1) CONDIZIONI STANDARD	(2) CON ACCURATO CONTROLLO STATISTICO DI MATERIALI E GEOMETRIA E COV<0,05	(3) COME (2) E CON ABBATTIMENTO INCERTEZZE DI MODELLO (§ 6.3.3.5)
CC3	1.35	1.25	1.20

Figura 3-10 – Fattori parziali di sicurezza per i carichi permanenti γ_G , (Linee Guida, Tabella 6.3.3)

Per il caso in esame si è assunto per i carichi permanenti, sia portanti che portati, $\gamma_G = 1.35$, valore relativo alle Condizioni Standard non avendo eseguito controlli e indagini accurate sull'opera; per l'azione variabile da traffico si è adottato $\gamma_Q = 1.35$, facendo riferimento alle NTC 2018, Tab. 5.1.V.

Tabella 3-13 – Coefficienti parziali di sicurezza agli SLU, Completo Adeguamento

Completo Adeguamento	
γ_{G1}	1.35
γ_{G2}	1.35
γ_q	1.35

3.7. Verifica della trave

Il primo elemento analizzato è la trave costituente il graticcio. La trave in esame, come più volte ricordato, è la trave di bordo di sinistra. Le verifiche sono state condotte sia a flessione che taglio.

3.7.1. Verifica a flessione agli SLU

Un elemento in calcestruzzo armato precompresso, dopo la fessurazione, si comporta sostanzialmente come un elemento in c.a. normale, venendo a mancare l'aderenza del cavo e quindi la trasmissione della forza di precompressione. L'armatura di precompressione viene quindi trattata come armatura resistente, al pari dell'armatura ordinaria ma con una resistenza maggiore.

La verifica è stata quindi condotta in ottemperanza a quanto riportato nelle NTC 20189, 4.1.2.3.4, avente come oggetto lo Stato Limite Ultimo a flessione delle costruzioni in calcestruzzo armato. Le ipotesi alla base della valutazione della resistenza flessionale sono le seguenti:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- deformazione iniziale dell'armatura di precompressione considerata nelle relazioni; di congruenza della sezione;
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla.

La verifica risulta soddisfatta qualora si verifichi:

$$Mrd(Ned) \geq Med$$

con:

Mrd valore di progetto del momento resistente, corrispondente a *Ned*

Med valore di progetto del momento sollecitante

Ned valore di progetto dello sforzo assiale sollecitante

Nel caso in esame, per lo schema statico adottato di trave semplicemente appoggiata, le sezioni analizzate sono soggette alla sola flessione semplice. Per il calcolo della resistenza a flessione si può far riferimento alla Figura 3-11, estrapolata dalla normativa, in cui viene descritto il meccanismo resistente di una sezione pressoinflessa giunta a rottura.

Sempre in virtù dello schema statico adottato, la verifica a flessione è stata condotta nella sezione maggiormente sollecitata, ossia la sezione di mezzzeria della trave, posta ad una distanza di 15.00 m dall'appoggio. Poiché, tuttavia, la sezione considerata corrisponde a quella in cui incorre il traverso e quindi quella in cui la trave possiede sezione rettangolare, per completezza è stata considerata anche la sezione posta a 14.8675 m, prima sezione in corrispondenza della quale la geometria della trave torna ad essere a doppio T, risultando di fatto quella critica.

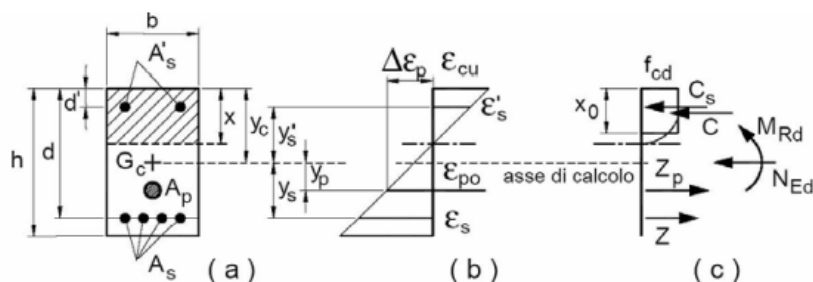


Figura 3-11 – Sezione pressoinflessa

La valutazione del Momento resistente è stata condotta dapprima manualmente, per poi confrontare i risultati con quelli restituiti dal programma VCASLU.

Per la valutazione manuale del Momento resistente è stato dapprima necessario individuare la posizione dell'asse neutro attraverso l'equilibrio alla traslazione orizzontale delle forze. Nel caso in esame il calcolo dell'asse neutro richiede un procedimento iterativo, non essendo costante la larghezza della trave. Si è quindi dapprima ipotizzato per entrambe le sezioni, che l'asse neutro ricadesse all'interno della soletta; tale ipotesi si è infine rivelata quella corretta e non è stato necessario procedere con la reiterazione del procedimento.

Le altre ipotesi di base assunte nel calcolo sono:

- Rottura della sezione lato calcestruzzo;
- armatura sciolta e cavo di precompressione giunti a snervamento;
- distribuzione delle tensioni nel calcestruzzo di tipo stress-block.

Sotto tale ipotesi, in assenza di sforzo assiale, l'asse neutro viene restituito dalla seguente formula:

$$y = \frac{A_p f_{pyd} + A_s f_{yd}}{0.8 b f_{cd}}$$

con:

A_p area del cavo risultante, coincidente con l'area totale dei trefoli

A_s area aratura sciolta

b larghezza della soletta nel caso di sezione

f_{pyd} tensione di snervamento di progetto dei trefoli

f_{yd} tensione di snervamento di progetto dei trefoli

f_{cd} resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo

Una volta individuato l'asse neutro, è quindi possibile procedere alla valutazione del Momento resistente imponendo l'equilibrio alla rotazione delle forze. Nel caso in esame si è condotto l'equilibrio rispetto alla risultante a compressione del calcestruzzo, ottenendo la seguente formula:

$$M_{rd} = A_s f_{yd} (d' - 0.4y) + A_p f_{pyd} (d - 0.4y)$$

con:

d' altezza utile riferita alle armature lente

d altezza utile riferita ai trefoli

Di seguito si riporta lo svolgimento delle verifiche ed i risultati ottenuti per entrambe le sezioni oggetto di analisi.

Sez. 15.00 m, sezione rettangolare

Tabella 3-14 – Proprietà trave, sez. 15.00 m

Proprietà sezione		
$b_{soletta}$	[m]	3,125
$f_{cd,soletta}$	[N/mm ²]	20,35
ϵ_{cu}	[%]	3,50
A_p (1 cavo)	[cm ²]	12,32
n° cavi	[n°]	6

f_{pyd}	[N/mm ²]	1037,04
Arm. Inferiore	[n°]	4Φ12
Arm. Superiore	[n°]	4Φ12
$A_{s,inf.}$	[cm ²]	4,52
$A_{s,sup.}$	[cm ²]	4,52
f_{yd}	[N/mm ²]	318,52
$\epsilon_{s,y}$	[‰]	1,52
E_s	[GPa]	210,00
copriferro	[m]	0,03

Calcolo Manuale

IPOTESI: Asse neutro tagliante la soletta
Rottura lato calcestruzzo
Armatura Superiore e Inferiore snervate
Cavo di precompressione snervato

Tabella 3-15 – Verifica a flessione della trave con M_{Rd} da calcolo manuale, sez. 15.00 m

Verifica a flessione_Mmax				
y_{an}	M_{Rd+}	M_{ed+}	Verifica	Med/Mrd (D/C)
[cm]	[kNm]	[kNm]		
15,64	13141,22	14338,18	NO	1,09

Calcolo condotto con VCASLU

Tabella 3-16 – Informazioni da VcaSlu, trave sez. 15.00 m

Info rottura		Deformazioni	
y_{an}	Tipo rottura	ϵ_c	$\epsilon_{s,inf}$
[cm]	[/]	[‰]	[‰]
16,53	lato cls-acciaio snervato	3,5	35,03

Tabella 3-17 – Informazioni da VcaSlu, cavo sez. 15.00 m

σ_{pf}	ϵ_{p0}	ϵ_{sp} (SLU)	$\epsilon_{p,netto}$	σ_{sp}
[N/mm ²]	[‰]	[‰]	[‰]	[N/mm ²]
882,6	4,20	37,54	33,34	1037

Tabella 3-18 – Verifica a flessione della trave con M_{Rd} da VcaSlu, sez. 15.00 m

Verifica a flessione_Mmax			
Mrd+	Med+	Verifica	Med/Mrd
[kNm]	[kNm]		
13630,00	14338,18	NO	1,05

Sez. 14.8675 m, sezione a doppio T

Tabella 3-19 Proprietà trave, sez. 14.8675 m

Proprietà sezione		
$D_{soletta}$	[m]	3,125
$f_{cd,soletta}$	[N/mm ²]	20,35
ϵ_{cu}	[‰]	3,50
A_p (1 cavo)	[cm ²]	12,32
n° cavi	[n°]	6
f_{pyd}	[N/mm ²]	1037,04
Arm. Inferiore	[n°]	4Φ12
Arm. Superiore	[n°]	4Φ12
$A_{s,inf.}$	[cm ²]	4,52
$A_{s,sup.}$	[cm ²]	4,52

f_{yd}	[N/mm ²]	318,52
$\epsilon_{s,y}$	[‰]	1,52
E_s	[GPa]	210,00
copriferro	[m]	0,03

Calcolo Manuale

IPOSTESI: Asse neutro tagliante la soletta
Rottura lato calcestruzzo
Armatura Superiore e Inferiore snervate
Cavo di precompressione snervato

Tabella 3-20 - Verifica a flessione della trave con M_{Rd} da calcolo manuale, sez. 14.8675 m

Verifica a flessione_Mmax				
y_{an}	M_{Rd+}	M_{ed+}	Verifica	Med/Mrd (D/C)
[cm]	[kNm]	[kNm]		
15,64	13141,22	14338,18	NO	1,09

Calcolo condotto con VCASLU

Tabella 3-21 – Informazioni da VcaSlu, trave sez. 14.8675 m

Info rottura		Deformazioni	
y_{an}	Tipo rottura	ϵ_c	$\epsilon_{s,inf}$
[cm]	[/]	[‰]	[‰]
16,25	lato cls-acciaio snervato	3,5	35,69

Tabella 3-22 – Informazioni da VcaSlu, cavo sez. 14.8675 m

σ_{pf}	ϵ_{p0}	ϵ_{sp} (SLU)	$\epsilon_{p,netto}$	σ_{sp}
[N/mm ²]	[‰]	[‰]	[‰]	[N/mm ²]
874,94	4,17	38,17	34,00	1037

Tabella 3-23 – Verifica a flessione della trave con M_{Rd} da VcaSlu, sez. 15.00 m

Verifica a flessione_Mmax			
M_{Rd+}	M_{ed+}	Verifica	Med/Mrd
[kNm]	[kNm]		
13505,00	14338,18	NO	1,06

Come si evince dalle tabelle riportate, nessuna delle due sezioni risulta verificata a flessione, seppur di poco, presentando dei rapporti Med/Mrd di poco sopra l'unità.

Si può inoltre notare come il Mrd e l'asse neutro calcolati manualmente risultino identici per le due sezioni, seppur ciò non trova riscontro nei risultati forniti dal VCASLU. Tale discrepanza è causata dalla semplificazione che si è assunta nel calcolo manuale, nel considerare i soli contributi forniti dalle armature sciolte superiori e inferiori, trascurando il contributo fornito dalle armature di parete. Nella realtà quest'ultima offre un contributo apprezzabile causando una variazione della posizione dell'asse neutro e di conseguenza del M_{Rd} , come mostra il VCASLU in cui le sezioni sono state rappresentate nella loro completezza.

La ragione del quasi soddisfacimento della verifica è da ricercare nel fatto che, come visto, il calcolo a rottura eseguito in sede di progettazione si discosta di poco dal metodo odierno, tanto più che il fattore complessivo globale adottato nella trattazione dell'epoca risulta pressoché simile al prodotto dei coefficienti parziali di sicurezza assunti nella verifica. Di certo questo è un metodo di confronto abbastanza grossolano ma che aiuta ad interpretare il risultato. Naturalmente è necessario tenere conto anche della domanda di traffico, che con gli anni è variata, e studi dimostrano come ad oggi risulta più gravosa rispetto alle norme passate.

Di seguito, vengono mostrati i domini M-N per entrambe le sezioni analizzate.

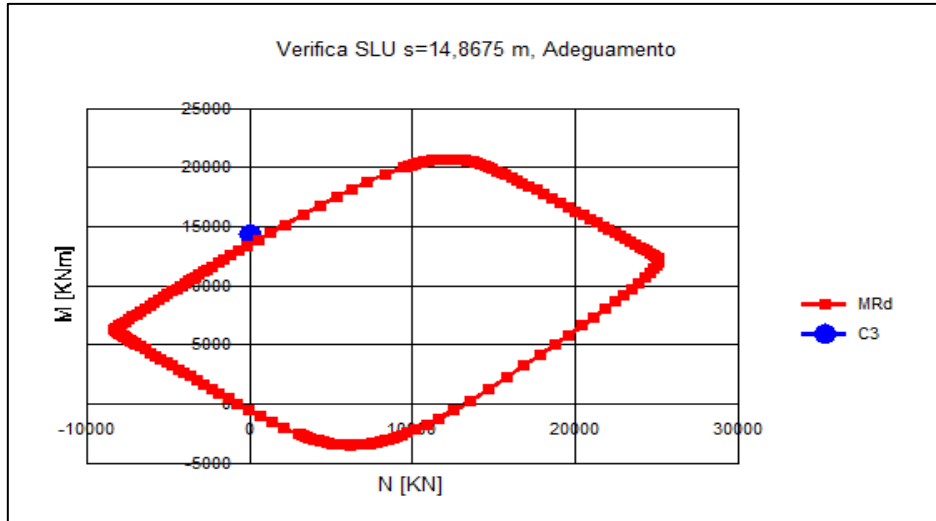


Figura 3-13 – Dominio M-N trave, sez. 14.8675 m, Completo Adeguamento

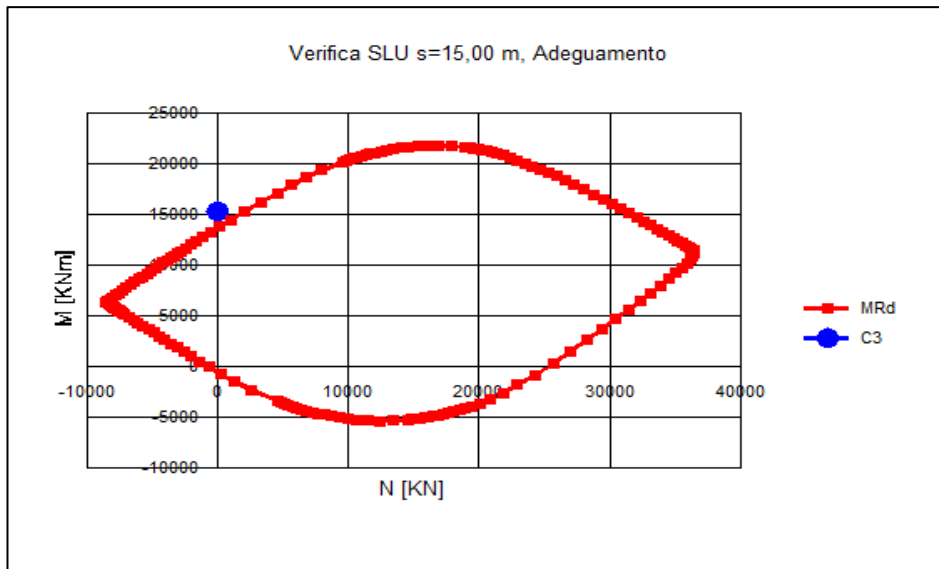


Figura 3-12 – Dominio M-N trave, sez. 15.00 m, Completo Adeguamento

3.7.2. Verifica a taglio agli SLU

Il comportamento a taglio delle travi in c.a.p. è molto simile a quello delle travi in c.a. per la presenza di fessure oblique nelle anime e per le conseguenti modalità di collasso. Tuttavia, sussistono delle differenze sostanziali dovute al beneficio derivante dalla precompressione.

Nel caso in cui si abbia precompressione totale la sezione risulta tutta reagente. Ciò implica che il taglio si ridistribuisce su tutta la sezione in calcestruzzo, secondo l'andamento parabolico individuato dalla formula di Jourawsky in fase n1. La fibra più sollecitata coinciderà con quella baricentrica, la quale sarà sollecitata ad una tensione di compressione non nulla. Ciò si ripercuote sullo stato tensionale dell'elemento infinitesimo. Studiando lo stato tensionale dell'elemento infinitesimo della fibra baricentrica attraverso i cerchi di Mohr, si nota come la presenza dello sforzo di precompressione comporti uno spostamento verso le compressioni del cerchio, consentendo una riduzione sia delle tensioni principali di trazione che della loro inclinazione. Essa risulterà minore dei 45° validi per le sezioni in calcestruzzo armato. Ciò impone di considerare un traliccio resistente di Morsch ad inclinazione variabile, in cui i puntoni saranno disposti con inclinazione $\theta < 45^\circ$.

Altro vantaggio prezioso offerto dal sistema di precompressione lo si ottiene qualora i cavi presentino un'inclinazione rispetto all'asse baricentrico della trave. Si genera l'effetto detto del controtaglio, consistente in una riduzione del taglio sollecitante dovuto ai carichi esterni per effetto della componente verticale della precompressione diretta in direzione contraria a quest'ultimo.

Nella verifica è stato tenuto conto di tale effetto andando a valutare in ogni sezione di interesse il contributo fornito dal cavo:

$$V_{cavo}(s) = P(s) \sin \alpha$$

dove:

- V_{cavo} effetto del controtaglio nella sezione in esame;
- $P(s)$ sforzo assiale di precompressione nella sezione in esame;
- $\alpha(s)$ inclinazione del cavo rispetto l'orizzontale, nella sezione d'esame.

Come si può notare dall'equazione la forza di precompressione è stata considerata variabile con l'ascissa s , a causa sia dell'azione dovuta all'attrito come visto nel § 3.4.2.1, ma anche a causa degli effetti indotti dai carichi esterni, come si vedrà meglio in seguito.

Come previsto dall'EC2 (1992), tenendo conto dell'effetto delle armature di precompressione inclinate, la forza di taglio di progetto è data da:

$$V_{sd} = V_{ed} - V_{pd}$$

con:

- V_{ed} azione di taglio sollecitante di progetto;
- V_{pd} componente della forza di armatura di precompressione inclinata, parallela a V_{ed} ;
- V_{sd} azione di taglio di progetto considerata nella verifica.

Avendo contemplato in questo modo il contributo dato dalla precompressione, la verifica a taglio della trave viene condotta con le stesse modalità di una trave in calcestruzzo armato. Le prescrizioni rispettate sono quelle della normativa UNI EN 1992-1-1, ai § 6.2.2 *Members not requiring design shear reinforcement*, e § 6.2.3 *Members requiring design shear reinforcement*, recepite dalla NTC 2018, 4.1.2.3.5.

La verifica di resistenza a taglio agli SLU risulta soddisfatta se:

$$V_{Rd} \geq V_{sd}$$

con V_{Rd} , resistenza di progetto a taglio, calcolata come descritto nel seguito.

La norma specifica che per elementi in calcestruzzo armato precompresso, disposti in semplice appoggio, nelle zone non interessate da fessurazioni indotte da azioni flettenti, la resistenza di progetto a taglio può essere calcolata con la seguente formula:

$$V_{Rd} = \frac{J b_w}{S} (f_{ctd}^2 + \alpha_l \sigma_{cp} f_{ctd})^{1/2}$$

con:

- J momento di inerzia della sezione;
- b_w larghezza della sezione trasversale in corrispondenza dell'asse baricentrico;
- S momento statico della porzione di sezione al di sopra dell'asse baricentrico;
- f_{ctd} resistenza a trazione di progetto del calcestruzzo;
- σ_{cp} tensione media di compressione, in corrispondenza della fibra baricentrica, indotta sia da azioni di carico assiali che dalla precompressione;
- α_l coefficiente che per cavi di precompressione post-tesi è assunto pari ad 1.

Le NTC2018 ripropongono in merito la medesima espressione, imponendo un valore di $\frac{J}{S} = 0.7$, ed un valore di $\alpha_l = 1$:

$$V_{Rd} = 0.7 b_w d (f_{ctd}^2 + \alpha_l \sigma_{cp} f_{ctd})^{1/2}$$

dove d rappresenta l'altezza utile della sezione.

Nelle zone non fessurate, il calcolo della resistenza a taglio è stato condotto basandosi sulla schematizzazione della trave mediante il traliccio di Morsch. Nel presente studio, a causa anche della presenza del cavo di precompressione, si è scelto di adottare il metodo a θ variabile, ossia di assumere un valore dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo variabile e compreso nei limiti imposti da normativa:

$$\cot\theta_1 \leq \cot\theta \leq 2.5$$

dove θ_1 rappresenta l'angolo di inclinazione della prima fessurazione. Tale angolo nel calcestruzzo armato deve rientrare nel range compreso tra 21.8° e 45° . Nel calcestruzzo armato precompresso, le fessurazioni si manifestano con inclinazioni minori, come si può dedurre dall'analisi tensionale condotta con il cerchio di Mohr. Da questo, tramite delle semplici relazioni geometriche, è possibile definire l'angolo di prima fessurazione mediante la seguente espressione:

$$\cot\theta_1 = \sqrt{1 + \frac{\sigma_c}{f_{ctd}}}$$

dove σ_c , ed f_{ctd} assumono i significati espressi sopra.

L'angolo θ viene determinato imponendo il raggiungimento simultaneo delle resistenze ultime di progetto lato calcestruzzo e lato acciaio, ottenendo la seguente equazione:

$$\sin\theta^2 = \frac{A_{sw} f_{yd}}{s b_w \alpha_c f'_{cd}}$$

dove:

- A_{sw} area dell'armatura trasversale;
- f_{yd} resistenza di progetto dell'acciaio, relativa allo snervamento;
- s interasse tra due armature trasversali consecutive;
- b_w larghezza minima della sezione;
- f'_{cd} resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima e pari a $0.5 f_{cd}$;
- α_c coefficiente maggiorativo funzione della σ_{cp} , tensione media di compressione della sezione. Nel caso in esame è stato assunto cautelativamente pari all'unità, poiché essendo la sezione parzializzata si è considerata la possibilità che venga meno lo stato di coazione indotto dalla precompressione.

Una volta definito l'angolo caratterizzante il traliccio di Morsch, è possibile valutare la resistenza di progetto a taglio della trave come il minimo tra la resistenza offerta dal calcestruzzo, V_{Rcd} , e la resistenza offerta dalle staffe, V_{Rsd} .

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con la seguente espressione:

$$V_{Rsd} = 0.9 d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha$$

in cui si è adottata la stessa nomenclatura suddetta, ed inoltre si è indicato con α l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave.

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con la seguente espressione:

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} \frac{(\cot \alpha + \cot \theta)}{(1 + \cot^2 \theta)}$$

anche qui i termini assumono lo stesso significato già espresso in precedenza.

L'eurocodice stabilisce inoltre che è possibile trascurare il calcolo della resistenza a taglio per tutte le sezioni comprese tra l'appoggio e il punto di intersezione dell'asse baricentrico della trave con la retta condotta a 45° a partire dal bordo interno dell'appoggio.

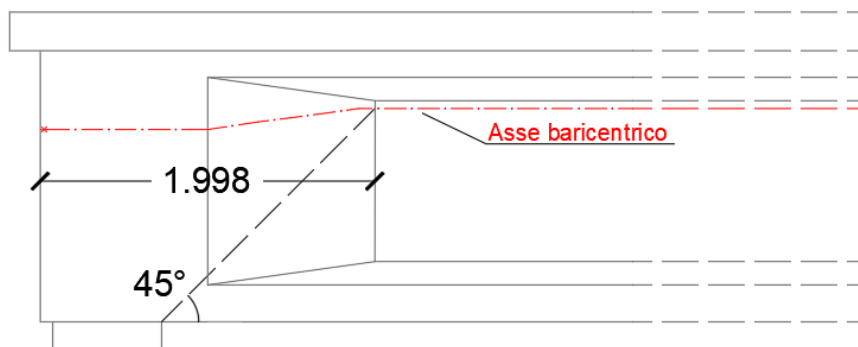


Figura 3-14 – Definizione della porzione di trave in cui non è necessario eseguire la verifica a taglio

Come illustrato in Figura 3-14, l'intersezione avviene ad una distanza dalla testata di poco inferiore ai 2.00 m. Sulla base di questo risultato, la prima sezione di verifica è quella posta esattamente a 2.00 m dalla testata, coincidente con la prima sezione a fine ringrosso, e quindi presumibilmente la più gravosa.

Alla luce di quanto illustrato finora, per lo svolgimento della verifica a taglio è stato quindi dapprima necessario distinguere le zone fessurate da quelle non fessurate. Per fare ciò si è confrontato il Momento sollecitante esterno con il Momento di fessurazione. Il calcolo di quest'ultimo ha richiesto a monte, un'analisi che tenesse conto delle fasi costruttive dell'opera. Le fasi a cui si è fatto riferimento sono le stesse riportate nel § 2.2. In particolare, si è indicato con Fase costruttiva 2 la fase al termine del getto in opera della soletta e dei traversi, e nella quale l'unico elemento resistente è rappresentato dalla trave, la quale è chiamata a far fronte sia al peso proprio che al peso degli altri elementi strutturali. In questa fase l'azione della precompressione è data dai primi 4 cavi, che sono stati testati e iniettati. La fase 4 invece indica sostanzialmente la fase di esercizio dell'opera, in cui la capacità portante dell'impalcato è affidata alla collaborazione degli elementi strutturali, trave, soletta e traversi, e in cui agiscono tutti gli altri pesi permanenti portati nonché le azioni variabili da traffico. Sono inoltre stati iniettati anche i restanti due cavi, pertanto l'azione di precompressione è offerta da un numero di cavi pari a 6.

Ad ogni step di carico è stato corrisposto un relativo incremento delle tensioni assiali, calcolato mediante la teoria di Navier, valida poiché la trave è in fase nI. È stato quindi necessario definire per ogni sezione in esame, e per ogni fase costruttiva, le relative caratteristiche inerziali. A tale scopo è stato assunto quale valore di coefficiente di omogeneizzazione dell'armatura sciolta $n_{armatura} = 15$, per i cavi di precompressione invece è stato adottato $n_{cavo} = 6$ poiché gli effetti viscosi vengono presi in conto con il loro effettivo evolversi attraverso le perdite di tensione. Infine, poiché il calcestruzzo costituente la soletta ha caratteristiche differenti rispetto al calcestruzzo delle travi, anche per tale elemento è stato deciso di adottare un coefficiente di omogeneizzazione dato dal rapporto dei Moduli di Young E dei due materiali che ha restituito un valore di $n_{soletta} = 0.97$.

Tale processo è stato eseguito per tutti i carichi permanenti, e ha condotto alla determinazione della tensione assiale indotta da tali carichi al lembo inferiore di ciascuna sezione, ossia la fibra meno compressa in una trave semplicemente appoggiata. Nel calcolo si è tenuto conto naturalmente anche del contributo dato dai cavi di precompressione, sempre nel rispetto delle fasi costruttive sopracitate.

Si precisa inoltre che il coefficiente parziale di sicurezza adottato per le azioni permanenti è stato posto in questa fase pari all'unità, trovandosi l'elemento sostanzialmente in condizioni di esercizio.

Una volta ottenuto il valore di tensione finale in condizioni di esercizio, si è ricavato l'incremento di Momento, ΔM_{cr} , necessario a provocare la fessurazione nella sezione in esame

Tale eventuale incremento può a questo punto essere addotto solo dai carichi variabili da traffico e dall'incremento delle azioni permanenti nelle condizioni limite. Il coefficiente parziale di sicurezza allo SLU per tutti i carichi permanenti è pari ad 1,35, ossia si prevede, in condizioni di rottura, un incremento del 35% dell'entità dei carichi agenti in condizioni di esercizio. L'individuazione delle zone fessurate prevede quindi il confronto del ΔM_{cr} , con i contributi di Momento forniti da queste azioni. In particolare, nel processo svolto, si è ricavato il ΔM_{cr} al netto dei contributi dati dall'incremento dei carichi permanenti, e si è confrontato il risultato ottenuto con il Momento dovuto al transito dei mezzi. Il confronto è stato eseguito graficamente, riportando all'interno di un diagramma l'andamento del Momento di fessurazione e del momento dovuto ai carichi da traffico al variare dell'ascissa s . I grafici ottenuti sono approssimati a delle spezzate, poiché i valori plottati sono quelli relativi alle sole sezioni indagate nella verifica. Il punto di intersezione delle due curve individua la sezione in cui il Momento di fessurazione viene eguagliato dal momento indotto dai carichi esterni, e pertanto coincide con la prima sezione fessurata, la quale discrimina la zona non fessurata, ossia la porzione di trave che precede, dalla zona fessurata, ossia la porzione di trave ad essa successiva.

Ultima puntualizzazione sul procedimento appena descritto riguarda il valore del Momento flettente adottato. Essendo una verifica di Taglio agli SLU si è scelto di assumere quale valore di Momento massimo quello concomitante al Taglio massimo, anziché considerare il Momento massimo agente su ciascuna sezione, prodotto dalla configurazione di carico atta a massimizzare appunto tale sollecitazione. Si è infatti ritenuto fin troppo gravoso e cautelativo un tale approccio, poiché questo presuppone non solo che la trave abbia già sperimentato la condizione di carico che massimizza il momento flettente allo Stato Limite Ultimo, ma che a seguito di questo essa sia in grado di rispondere alla configurazione di carico che massimizza il taglio allo Stato Limite Ultimo.

Distinte la zona fessurata da quella non fessurata è stato possibile procedere alla verifica vera e propria, adottando per ciascuna zona la relativa formula suggerita dalla normativa.

Per lo svolgimento della suddetta, si è valutata l'effettiva tensione agente sul cavo sommando, in ogni sezione, il contributo tensionale dato dai carichi esterni alla tensione offerta dalla precompressione, valutata al netto di tutte le cadute di tensione. Il calcolo ha quindi richiesto di ripercorrere la storia di carico della trave dovuta alle fasi costruttive dell'opera. In seguito all'individuazione della fase di comportamento della sezione (Fase nI, sezione interamente reagente, o Fase nII, sezione parzializzata) si è proceduto alla valutazione delle tensioni nella fibra del cavo, e successivamente, assunto $n_{cavo} = 6$, alla tensione agente sul cavo.

Le sezioni indagate sono quelle utilizzate per la verifica a taglio. Si noti come per effetto dei carichi esterni l'azione di precompressione si riduce nelle sezioni vicino l'appoggio, le quali non si parzializzano rimanendo in fase nI, a differenza delle sezioni più vicine alla mezzeria in cui si sviluppano tensioni di trazione che vanno ad incrementare l'azione di pretensione del cavo.

Prima di procedere ad illustrare i risultati, è necessario fare alcune considerazioni in merito al traliccio adottato.

Nel caso di trave in calcestruzzo armato, sappiamo che gli sforzi di scorrimento tangenziali agenti in corrispondenza dell'asse neutro, si trasmettono ai ferri longitudinali inferiori attraverso un sistema continuo di bielle compresse e tese. Tale sistema continuo può essere discretizzato con un traliccio di aste compresse e tese che vanno a costituire appunto il traliccio di Morsch. Tale schematizzazione consente di ricondurre la trave fessurata ad una trave reticolare isostatica, in cui il corrente superiore coincide col corrente compresso di calcestruzzo mentre il corrente inferiore rappresenta il contributo a trazione fornito dalle armature longitudinali inferiori. La collaborazione di questi correnti nel meccanismo resistente a taglio è garantita dal sistema costituito da bielle compresse, che schematizzano le aste di parete comprese tra fessure successive, e da aste tese individuabili nell'armatura trasversale della trave.

Una rappresentazione grafica del traliccio viene riproposta nella Fig. 2.25 (immagine estratta da Le basi del dimensionamento nelle costruzioni in cemento armato, Leonhardt e Monning)

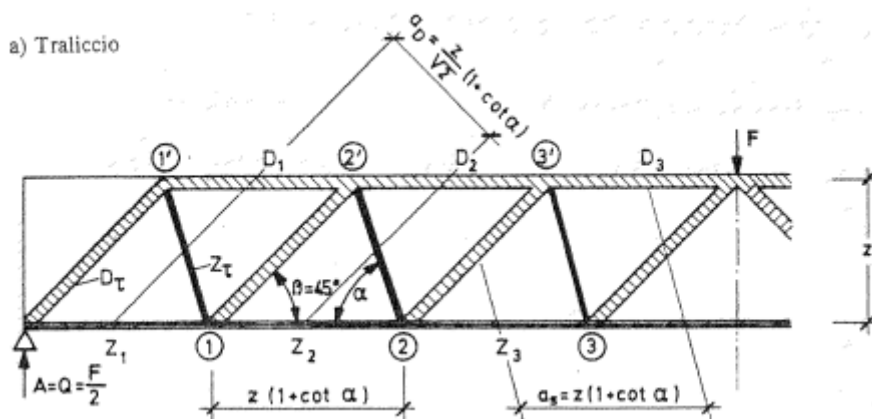


Figura 3-15 – Traliccio isostatico di Morsch

Quello descritto è però il traliccio classico di Morsch, non del tutto adatto al caso in esame. A causa della presenza di cavi di precompressione post-tesi inclinati, il comportamento resistente a taglio subisce chiaramente delle modifiche, risentendo non solo della resistenza ma anche della rigidezza offerto dal sistema di precompressione. La valutazione di queste modifiche è tuttavia non così immediata.

La normativa europea UNI EN 1992-2 propone nel § 6.2 dedicato al taglio, un possibile schema di traliccio da adottare in presenza di cavi di precompressione post tesi inclinati, riportato nella Figura 3-16. La trave reticolare suggerita è ottenuta dalla somma di due tralicci sovrapposti, uno classico che vede la collaborazione tra la parete in calcestruzzo e l'armatura sciolta, e l'altro che invece considera collaborante con le bielle in calcestruzzo il cavo risultante. Il risultato è un traliccio iperstatico, la cui risoluzione richiederebbe la definizione, non senza difficoltà, delle caratteristiche inerziali di ciascuna asta costituente la trave reticolare.

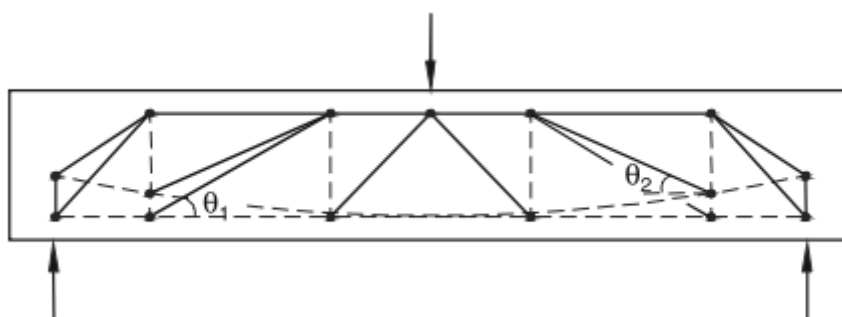


Figura 3-16 – Traliccio resistente a taglio sovrapposto (UNI EN 1992-2)

La teoria alla base del traliccio suggerito dalla norma europea può essere rintracciata negli approfondimenti eseguiti in merito dall'Ingegnere tedesco Fritz Leonhardt, e riportati nel volume V della sua opera. Nello studio del comportamento portante delle travi precomprese, l'autore si sofferma sull'influenza che i cavi ricurvi hanno sulla capacità portante a taglio. A tal proposito riconosce l'importante contributo che tali elementi apportano al comportamento resistente a taglio della trave, potendo questi assorbire un'aliquota del taglio sollecitante.

L'ingegnere, tuttavia, intuì che la presenza del cavo aveva ripercussioni non solo in termini di resistenza ma anche in termini di rigidezza.

La diffusione delle tensioni all'interno della trave risente fortemente della distribuzione delle rigidezze apportate da ciascun elemento. Paradossalmente l'autore dimostra che assumere un tracciato del cavo parabolico non sempre rappresenta la soluzione migliore in una trave semplicemente appoggiata. Sperimentalmente provò,

infatti, che le sollecitazioni assorbite dalle staffe nella trave semplicemente appoggiata, con cavo parabolico, risultavano maggiori delle sollecitazioni agenti nelle staffe di una trave semplicemente appoggiata ma con cavo rettilineo. La ragione di questa incongruenza è da ricercare nelle condizioni di rigidità che si hanno all'interno della trave.

Nel caso di tracciato rettilineo si instaura sostanzialmente un meccanismo ad arco, in cui la diagonale di compressione va ad insistere sull'appoggio. Nel secondo caso invece, la rigidità del cavo richiama a sé la diagonale compressa che va ad appoggiarsi sull'ancoraggio del cavo piuttosto che sul vincolo d'appoggio. Ne consegue che, in quest'ultimo caso, l'inclinazione del puntone di calcestruzzo sarà minore, e pertanto esso assorbirà un'aliquota della forza di taglio proporzionalmente minore. In definitiva, nonostante lo sconto sul taglio sollecitante offerto dal cavo inclinato, nel caso di tracciato parabolico le staffe risulteranno maggiormente sollecitate dovendo farsi carico di un'aliquota di taglio maggiore.

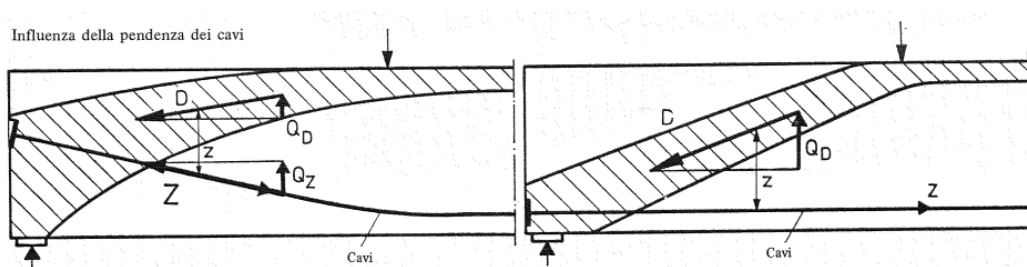


Figura 3-17 – Influenza della pendenza dei cavi sulla diagonale compressa

Prove sperimentali hanno tuttavia evidenziato come aumentando la rigidità del corrente teso inferiore, incrementando il quantitativo di armatura longitudinale inferiore, si assista ad una riduzione delle tensioni che si sviluppano nelle staffe. Si conclude quindi che, nel caso di cavi di precompressione ricurvi, affinché si possa ricondurre la diagonale di compressione all'appoggio, è necessario disporre un quantitativo di armatura ordinaria sufficientemente rigida. Il minimo di tale quantità è stato dedotto tramite prove sperimentali e risulta pari a quello sufficiente ad assorbire il taglio in corrispondenza dell'appoggio. In alternativa l'autore suggerisce di disporre, una parte dei cavi secondo un tracciato rettilineo.

Sotto l'ipotesi di corrente teso sufficientemente rigido, il traliccio proposto dalla normativa europea assume quindi validità. La rigidità dell'armatura ordinaria inferiore garantirebbe l'instaurarsi della seconda biella compressa che scende fino all'appoggio.

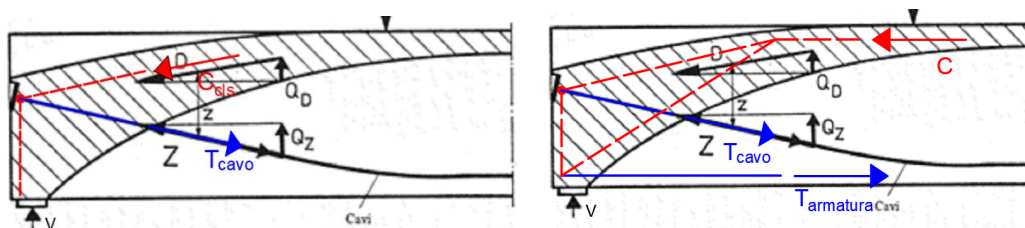


Figura 3-18 – Meccanismo di trasmissione delle tensioni al variare della rigidità del corrente inferiore, a destra in assenza di sufficiente armatura inferiore (a); a sinistra con sufficiente armatura inferiore (b)

Nel caso in esame in realtà è stato verificato che l'armatura ordinaria inferiore, disposta in corrispondenza dell'appoggio, non è sufficiente a rispettare tale ipotesi, rendendo di fatti il modello proposto dal documento non consono allo studio della trave. Quindi il trasferimento delle forze di taglio in appoggio presumibilmente segue l'andamento descritto nella Figura 3-18 (a), affidando principalmente al cavo il compito di far fronte alla reazione dell'appoggio. A parte, tuttavia, questa peculiarità si è ritenuto attendibile procedere nella verifica considerando il classico traliccio di Morsch, abbandonando l'idea del traliccio iperstatico.

Ulteriori approfondimenti richiederebbe la verifica del nodo in testata. Ipotizzando il meccanismo definito in Figura 3-18 (a) e trascurando, per semplicità, il contributo dato dal puntone compresso, assunto orizzontale, l'equilibrio al nodo verticale non risulta soddisfatto. Un tale risultato potrebbe far pensare che la stabilità di tutto l'impalcato sia pregiudicata, entrando però in contrasto con la realtà dei fatti, essendo l'impalcato ancora in grado di svolgere la propria funzione. L'incongruenza è da addurre alla scarsa conoscenza che si ha dell'andamento effettivo delle linee isostatiche, le quali richiederebbero degli studi specifici finalizzati all'individuazione del vero meccanismo resistente. Tale trattazione, tuttavia, non è oggetto del presente elaborato.

Inoltre, in merito all'armatura longitudinale in appoggio la normativa impone che questa oltre ad assorbire gli sforzi conseguenti alle sollecitazioni di flessione, debba assorbire quelli provocati dal taglio dovuti all'inclinazione delle fessure rispetto all'asse della trave, inclinazione assunta pari a 45° . In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull'appoggio. Tale verifica nel seguito verrà omessa in quanto la sezione d'appoggio non risulta interessata da fessure in nessuna condizione di carico. La prima sezione fessurata è infatti situata sempre ad una distanza importante dalla testata. Inoltre, alla luce di quanto visto in merito al meccanismo di rottura della trave, sarebbe opportuno approfondire se tale verifica sia effettivamente da considerare, poiché essa suppone l'instaurarsi di un traliccio di Morsch classico, cosa che nel caso in esame sembra non accadere.

Dopo questo breve excursus, tornando alla verifica a taglio, si riportano i risultati ottenuti.

Le sezioni verificate a taglio sono quelle poste a 2.00 m dalla testata, la sezione a 7.3675 m e quella di mezzeria considerata a 14.8675 m. Queste ultime due sono le sezioni più prossime alle sezioni in cui si innestano i traversi, rispettivamente a 7.50 m e a 15.00 m, aventi geometria a doppio T e pertanto ritenute maggiormente gravose.

Oltre a queste la verifica è stata condotta per completezza anche nella prima sezione fessurata, la cui ascissa viene definita secondo il procedimento sopra esposto. In tale sezione si assisterà ad un salto del Taglio resistente, dovuto alle diverse formule adottate nel calcolo.

Per quanto riguarda lo studio della fessurazione della trave, le sezioni analizzate sono le medesime in cui è stato valutato il taglio resistente, a cui si aggiungono, con lo scopo di raffittire i diagrammi di ΔM_{cr} e di M_q , la sezione iniziale di ascissa 0.00 m e un'ulteriore sezione posta a 5.90m. La scelta di quest'ultima non è in realtà dovuta a nessuna ragione specifica; era stata inizialmente considerata questa perché in un primo tentativo di individuazione della sezione fessurata, dal confronto grafico essa risultava la prima sezione a raggiungere il Momento di fessurazione, salvo poi, a valle di un'analisi sezionale, riscontrare che in realtà ciò non era corretto. L'errore era dovuto all'approssimazione delle curve, e pertanto si è scelto di raffittire i grafici sfruttando proprio tale sezione.

3.7.2.1. Risultati individuazione della Zona Fessurata

Sezione 0 (s=0.00 m)

Tabella 3-24 – Proprietà della sez. 0 (s= 0.00 m) della trave nelle due fasi costruttive

Proprietà della sezione, fase costruttiva 2		
A_{trave}	[m ²]	1,215
A_{cavo}	[m ²]	0,005
$A_{S,sup}$	[m ²]	0,00045
$A_{S,inf}$	[m ²]	0,00045
A_{id}	[m ²]	1,26
y_G	[m]	0,81
J_{trave}	[m ⁴]	0,2658
J_{cavo}	[m ⁴]	0,0002
$J_{arm,sup}$	[m ⁴]	0,0003
$J_{arm,inf}$	[m ⁴]	0,0003
$J_{id,tr+cavi+arm}$	[m ⁴]	0,2752
$W_{id, tr+cavi+arm}$	[m ³]	0,342
e_{cavo}	[m]	0,195
σ_{pf}	[N/mm ²]	969,68

Proprietà della sezione, fase costruttiva 4		
A_{trave}	[m ²]	1,215
A_{cavo}	[m ²]	0,007
$A_{soletta}$	[m ²]	0,719
$A_{S,sup}$	[m ²]	0,000452
$A_{S,inf}$	[m ²]	0,000452
A_{id}	[m ²]	1,97
y_G	[m]	1,14
J_{trave}	[m ⁴]	0,3971
J_{cavo}	[m ⁴]	0,0006
$J_{soletta}$	[m ⁴]	0,2585
$J_{arm,sup}$	[m ⁴]	0,0001
$J_{arm,inf}$	[m ⁴]	0,0006
$J_{id,tr+sol+cavi+arm}$	[m ⁴]	0,6614
$W_{id, tr+sol+cavi+arm}$	[m ³]	0,581
e_{cavo}	[m]	0,279
σ_{pf}	[N/mm ²]	969,68

Tabella 3-25 – Azioni agenti nella sez. 0 ($s= 0.00$ m) della trave nelle due fasi costruttive

Azioni agenti, fase costruttiva 2		
N_p	[kN]	-4778,58
$M_{precompressione}$	[kNm]	-931,82
M_{trave}	[kNm]	0,00
$M_{soletta+traverso}$	[kNm]	0,00
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-6,53

Azioni agenti, fase costruttiva 4		
N_p	[kN]	-2389,29
$M_{precompressione}$	[kNm]	-666,61
M_{G2}	[kNm]	0,00
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-2,36

Tabella 3-26 - Valutazione dello stato della sez. 0 ($s= 0.00$ m) della trave

Calcolo ΔM_{cr}		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,66
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-6,53
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-2,36
ΔM_{cr}	[kN•m]	6121,70
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN•m]	0,00
$\Delta M_{cr,finale}$	[kNm]	6121,70
$M_q,concom.$	[kNm]	-628.03
Sezione		Non Fessurata

Sezione 1 (s= 2.00 m)

Tabella 3-27 – Proprietà della sez. 1 (s= 2.00 m) della trave nelle due fasi costruttive

Proprietà della sezione, fase costruttiva 2		
A_{trave}	[m ²]	0,665
A_{cavo}	[m ²]	0,005
$A_{S,sup}$	[m ²]	0,00045
$A_{S,inf}$	[m ²]	0,00045
A_{id}	[m ²]	0,71
y_G	[m]	0,77
J_{trave}	[m ⁴]	0,2086
J_{cavo}	[m ⁴]	0,0006
$J_{arm,sup}$	[m ⁴]	0,0003
$J_{arm,inf}$	[m ⁴]	0,0002
$J_{id,tr+cavi+arm}$	[m ⁴]	0,2207
$W_{id, tr+cavi+arm}$	[m ³]	0,287
e_{cavo}	[m]	0,359
σ_{pf}	[N/mm ²]	944,52

Proprietà della sezione, fase costruttiva 4		
A_{trave}	[m ²]	0,665
A_{cavo}	[m ²]	0,007
$A_{soletta}$	[m ²]	0,718
$A_{S,sup}$	[m ²]	0,000452
$A_{S,inf}$	[m ²]	0,000452
A_{id}	[m ²]	1,42
y_G	[m]	1,25
J_{trave}	[m ⁴]	0,3500
J_{cavo}	[m ⁴]	0,0029
$J_{soletta}$	[m ⁴]	0,1745
$J_{arm,sup}$	[m ⁴]	0,0001
$J_{arm,inf}$	[m ⁴]	0,0007
$J_{id,tr+sol+cavi+arm}$	[m ⁴]	0,5479
$W_{id, tr+sol+cavi+arm}$	[m ³]	0,440
e_{cavo}	[m]	0,629
σ_{pf}	[N/mm ²]	944,52

Tabella 3-28 - Azioni agenti nella sez. 1 ($s= 2.00\text{ m}$) della trave nelle due fasi costruttive

Azioni agenti, fase costruttiva 2			Azioni agenti, fase costruttiva 4		
N_p	[kN]	-4654,60	N_p	[kN]	-2327,30
$M_{precompressione}$	[kNm]	-1672,40	$M_{precompressione}$	[kNm]	-1463,64
M_{trave}	[kNm]	489,48	M_{G2}	[kNm]	283,17
$M_{soletta+traverso}$	[kNm]	659,61	$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,32
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-8,40			

Tabella 3-29 – Valutazione dello stato della sez. 1 ($s= 2.00\text{ m}$) della trave

Calcolo ΔM_{cr}		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,66
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-8,40
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,32
ΔM_{cr}	[kNm]	6319,80
$\Delta M_{perm. (0,35\text{ SLU})}$	[kNm]	478,41
$\Delta M_{cr,finale}$	[kNm]	5841,39
$M_{q,concom.}$	[kNm]	1326,64
Sezione		Non Fessurata

Sezione 2 (s= 7.3675 m)

Tabella 3-30 - Proprietà della sez. 2 (s= 7.3675 m) della trave nelle due fasi costruttive

Proprietà della sezione, fase costruttiva 2		
A_{trave}	[m ²]	0,665
A_{cavo}	[m ²]	0,005
$A_{S,sup}$	[m ²]	0,00045
$A_{S,inf}$	[m ²]	0,00045
A_{id}	[m ²]	0,71
y_G	[m]	0,76
J_{trave}	[m ⁴]	0,2089
J_{cavo}	[m ⁴]	0,0017
$J_{arm,sup}$	[m ⁴]	0,0003
$J_{arm,inf}$	[m ⁴]	0,0002
$J_{id,tr+cavi+arm}$	[m ⁴]	0,2271
$W_{id, tr+cavi+arm}$	[m ³]	0,299
e_{cavo}	[m]	0,579
σ_{pf}	[N/mm ²]	901,71

Proprietà della sezione, fase costruttiva 4		
A_{trave}	[m ²]	0,665
A_{cavo}	[m ²]	0,007
$A_{soletta}$	[m ²]	0,718
$A_{S,sup}$	[m ²]	0,000452
$A_{S,inf}$	[m ²]	0,000452
A_{id}	[m ²]	1,42
y_G	[m]	1,24
J_{trave}	[m ⁴]	0,3438
J_{cavo}	[m ⁴]	0,0066
$J_{soletta}$	[m ⁴]	0,1817
$J_{arm,sup}$	[m ⁴]	0,0001
$J_{arm,inf}$	[m ⁴]	0,0007
$J_{id,tr+sol+cavi+arm}$	[m ⁴]	0,5705
$W_{id, tr+sol+cavi+arm}$	[m ³]	0,461
e_{cavo}	[m]	0,943
σ_{pf}	[N/mm ²]	901,71

Tabella 3-31 – Azioni agenti nella sez. 2 ($s= 7.3675$ m) della trave nelle due fasi costruttive

Azioni agenti, fase costruttiva 2			Azioni agenti, fase costruttiva 4		
N_p	[kN]	-4443,61	N_p	[kN]	-2221,81
$M_{precompressione}$	[kNm]	-2572,85	$M_{precompressione}$	[kNm]	-2096,05
M_{trave}	[kNm]	1439,54	M_{G2}	[kNm]	846,23
$M_{soletta+traverso}$	[kNm]	2000,54	$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,27
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-3,37			

Tabella 3-32 – Valutazione dello stato della sez. 2 ($s= 7.3675$ m) della trave

Calcolo ΔM_{cr}		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,66
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-3,37
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,27
ΔM_{cr}	[kNm]	4291,49
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kNm]	1432,85
$\Delta M_{cr,finale}$	[kNm]	2858,64
$M_{q,concom.}$	[kNm]	4601,65
Sezione		Fessurata

Sezione 3 (s= 14.8675 m)*Tabella 3-33 – Proprietà della sez. 3 (s= 14.8675 m) della trave nelle due fasi costruttive*

Proprietà della sezione, fase costruttiva 2		
A_{trave}	[m ²]	0,665
A_{cavo}	[m ²]	0,005
$A_{S,sup}$	[m ²]	0,00045
$A_{S,inf}$	[m ²]	0,00045
A_{id}	[m ²]	0,71
y_G	[m]	0,76
J_{trave}	[m ⁴]	0,2090
J_{cavo}	[m ⁴]	0,0023
$J_{arm,sup}$	[m ⁴]	0,0003
$J_{arm,inf}$	[m ⁴]	0,0002
$J_{id,tr+cavi+arm}$	[m ⁴]	0,2311
$W_{id, tr+cavi+arm}$	[m ³]	0,306
e_{cavo}	[m]	0,684
σ_{pf}	[N/mm ²]	874,94

Proprietà della sezione, fase costruttiva 4		
A_{trave}	[m ²]	0,665
A_{cavo}	[m ²]	0,007
$A_{soletta}$	[m ²]	0,718
$A_{S,sup}$	[m ²]	0,000452
$A_{S,inf}$	[m ²]	0,000452
A_{id}	[m ²]	1,42
y_G	[m]	1,23
J_{trave}	[m ⁴]	0,3333
J_{cavo}	[m ⁴]	0,0090
$J_{soletta}$	[m ⁴]	0,1947
$J_{arm,sup}$	[m ⁴]	0,0001
$J_{arm,inf}$	[m ⁴]	0,0006
$J_{id,tr+sol+cavi+arm}$	[m ⁴]	0,5872
$W_{id, tr+sol+cavi+arm}$	[m ³]	0,477
e_{cavo}	[m]	1,105
σ_{pf}	[N/mm ²]	874,94

Tabella 3-34 – Azioni agenti nella sez. 3 ($s= 14.8675\text{ m}$) della trave nelle due fasi costruttive

Azioni agenti, fase costruttiva 2			Azioni agenti, fase costruttiva 4		
N_p	[kN]	-4311,71	N_p	[kN]	-2155,85
$M_{precompressione}$	[kN•m]	-2948,35	$M_{precompressione}$	[kN•m]	-2383,08
M_{trave}	[kN•m]	1937,64	M_{G2}	[kN•m]	1141,11
$M_{soletta+traverso}$	[kN•m]	2699,62	$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,12
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-0,57			

Tabella 3-35 – Valutazione dello stato della sez. 3 ($s= 14.8675\text{ m}$) della trave

Calcolo ΔM_{cr}		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,66
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-0,57
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,12
ΔM_{cr}	[kNm]	3026,24
$\Delta M_{perm. (0,35\text{ SLU})}$	[kNm]	1930,91
$\Delta M_{cr,finale}$	[kNm]	1095,33
$M_{q,concom.}$	[kNm]	4836,4
Sezione		Fessurata

Sezione 4 (s= 5.90 m)

Tabella 3-36 – Proprietà della sez. 4 (s= 5.90 m) della trave nelle due fasi costruttive

Proprietà della sezione, fase costruttiva 2		
A_{trave}	[m ²]	0,665
A_{cavo}	[m ²]	0,005
$A_{S,sup}$	[m ²]	0,00045
$A_{S,inf}$	[m ²]	0,00045
A_{id}	[m ²]	0,71
y_G	[m]	0,76
J_{trave}	[m ⁴]	0,2088
J_{cavo}	[m ⁴]	0,0015
$J_{arm,sup}$	[m ⁴]	0,0003
$J_{arm,inf}$	[m ⁴]	0,0002
$J_{id,tr+cavi+arm}$	[m ⁴]	0,2263
$W_{id, tr+cavi+arm}$	[m ³]	0,297
e_{cavo}	[m]	0,558
σ_{pf}	[N/mm ²]	906,94

Proprietà della sezione, fase costruttiva 4		
A_{trave}	[m ²]	0,665
A_{cavo}	[m ²]	0,007
$A_{soletta}$	[m ²]	0,719
$A_{S,sup}$	[m ²]	0,000452
$A_{S,inf}$	[m ²]	0,000452
A_{id}	[m ²]	1,42
y_G	[m]	1,24
J_{trave}	[m ⁴]	0,3448
J_{cavo}	[m ⁴]	0,0061
$J_{soletta}$	[m ⁴]	0,1807
$J_{arm,sup}$	[m ⁴]	0,0001
$J_{arm,inf}$	[m ⁴]	0,0007
$J_{id,tr+sol+cavi+arm}$	[m ⁴]	0,5678
$W_{id, tr+sol+cavi+arm}$	[m ³]	0,459
e_{cavo}	[m]	0,910
σ_{pf}	[N/mm ²]	906,94

Tabella 3-37 – Azioni agenti nella sez. 4 ($s= 5.90$ m) della trave nelle due fasi costruttive

Azioni agenti, fase costruttiva 2			Azioni agenti, fase costruttiva 4		
N_p	[kN]	-4469,42	N_p	[kN]	-2234,71
$M_{precompressione}$	[kN•m]	-2495,28	$M_{precompressione}$	[kN•m]	-2033,59
M_{trave}	[kNm]	1004,30	M_{G2}	[kN•m]	722,02
$M_{soletta+traverso}$	[kNm]	1380,33	$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,43
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-6,68			

Tabella 3-38 - Valutazione dello stato della sez. 4 ($s= 5.90$ m) della trave

Calcolo ΔM_{cr}		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,66
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-6,68
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,43
ΔM_{cr}	[kNm]	5858,56
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kNm]	1220,17
$\Delta M_{cr,finale}$	[kNm]	4638,39
$M_{q,concom.}$	[kNm]	3978,36
Sezione		Non Fessurata

Dal grafico, mostrato in Figura 3-19, si è individuata la sezione di prima fessurazione nel caso di Completo Adeguamento che risulta posizionata ad una distanza di 6.30 m da testata.

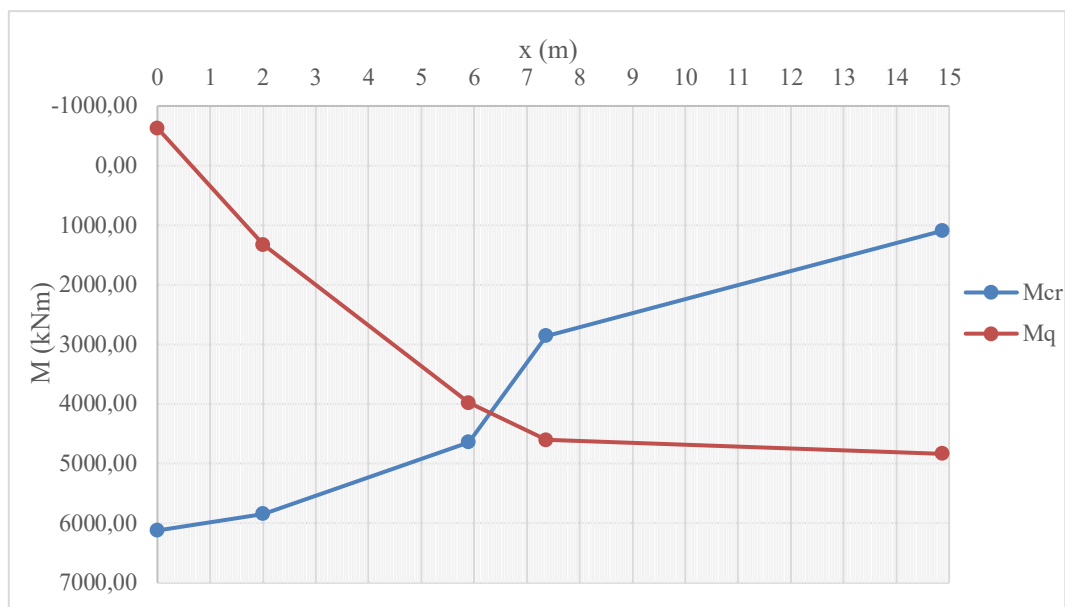


Figura 3-19 – Diagramma Mq-Mcr al variare dell'ascissa lungo trave

3.7.2.2. Definizione della tensione a cui lavora il cavo

Mediante il calcolo sezionale si è determinato il valore di tensione finale a cui lavora il cavo, tenendo conto degli effetti indotti dai carichi esterni.

Sezione	$\sigma_{pf,i-esima\ sez.}$	$\sigma_{pf,i-esima\ sez. +carico\ ext}$
[/]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
sez. 1 (2.00 m)	944,52	918.91
sez. 2 (7.3675 m)	901,71	1037.04
sez. 3 (14.8675 m)	874,94	1037.04
sez. 5 (prima fessurata)	905,52	1037.04

3.7.2.3. Svolgimento analitico Verifica a taglio

Sezione 1 (s= 2.00 m da testata)

Tabella 3-39 – Informazioni e Proprietà della sez. 1 (s= 2.00 m) della trave

Stato sezione	Formula usata
Non Fessurata	EC2 (6.4)

Proprietà della sezione			Proprietà armatura a taglio			Calcolo $\Theta_{\text{effettivo}}$		
b	[cm]	25,00	f_{yd}	[N/mm ²]	318,52	v	[/]	0,5
h_{trave}	[cm]	185,00	A_{sw} (1ϕ10)	[cm ²]	0,79	f_{cd}	[N/mm ²]	26,66
c	[cm]	3,00	n bracci	[/]	2	Θ	[°]	14,23
d	[cm]	182,00	A_{s,tot}	[cm ²]	1,58	Θ_1	[°]	22,22
			s	[cm]	25	$\Theta_{\text{effettivo}}$	[°]	21,80

Tabella 3-40 – Verifica a taglio sez. 1 (s= 2.00 m) della trave

Taglio sollecitante			Resistenza a Taglio		
V_{ed}	[kN]	567,28	V_{Rd,c}	[kN]	1882,25
Stato del cavo	[/]	SNERVATO	V_{Rd,s}	[kN]	824,40
V_{cavo}	[kN]	0,00	V_{Rd}	[kN]	824,40
V_{ed,netto}	[kN]	567,28			

Verifica a Taglio	
V _{ed,netto} /V _{Rd,c}	0,69
V _{Rd,c} >V _{ed,netto}	VERIFICA

Sezione 5 (s= 6.30 m da testata)

Tabella 3-41 – Informazioni e Proprietà della sez. 5 (s = 6.30 m) della trave

Stato sezione	Formula usata
Fessurata	Θ variabile

Proprietà della sezione			Proprietà armatura a taglio			Calcolo $\Theta_{\text{effettivo}}$		
b	[cm]	25,00	f_{yd}	[N/mm ²]	318,52	v	[/]	0,5
h_{,trave}	[cm]	185,00	A_{sw} (1ϕ10)	[cm ²]	0,79	f_{cd}	[N/mm ²]	22,40
c	[cm]	3,00	n bracci	[/]	2	Θ	[°]	15,55
d	[cm]	182,00	A_{s,tot}	[cm ²]	1,58	Θ_1	[°]	21,81
			s	[cm]	25	$\Theta_{\text{effettivo}}$	[°]	21,80

Tabella 3-42 – Verifica a taglio sez. 5 (s= 6.30 m) della trave

Taglio sollecitante			Resistenza a Taglio		
V_{ed}	[kN]	1430,51	V_{Rd,c}	[kN]	1581,44
Stato del cavo	[/]	SNERVATO	V_{Rd,s}	[kN]	824,40
V_{cavo}	[kN]	183,60	V_{Rd}	[kN]	824,40
V_{ed,netto}	[kN]	1246,91			

Verifica a Taglio	
V _{ed,netto} /V _{Rd,c}	1,51
V _{Rd,c} >V _{ed,netto}	NON VERIFICA

Sezione 2 (s= 7.3675 m da testata)

Tabella 3-43 – Informazioni e Proprietà della sez. 2 (s= 7.3675 m) della trave

Stato sezione	Formula usata
Fessurata	Θ variabile

Proprietà della sezione			Proprietà armatura a taglio			Calcolo $\Theta_{\text{effettivo}}$		
b	[cm]	25,00	f_{yd}	[N/mm ²]	318,52	v	[/]	0,5
h_{trave}	[cm]	185,00	A_{sw} (1ϕ10)	[cm ²]	0,79	f_{cd}	[N/mm ²]	22,40
c	[cm]	3,00	n bracci	[/]	2	Θ	[°]	15,55
d	[cm]	182,00	A_{s,tot}	[cm ²]	1,58	Θ_1	[°]	21,81
			s	[cm]	25	$\Theta_{\text{effettivo}}$	[°]	21,80

Tabella 3-44 – Verifica a taglio sez. 2 (s= 7.3675 m) della trave

Taglio sollecitante			Resistenza a Taglio		
V_{ed}	[kN]	1410,50	V_{Rd,c}	[kN]	1581,44
Stato del cavo	[/]	SNERVATO	V_{Rd,s}	[kN]	824,40
V_{cavo}	[kN]	183,60	V_{Rd}	[kN]	824,40
V_{ed,netto}	[kN]	1226.90			

Verifica a Taglio	
V _{ed,netto} /V _{Rd,c}	1,49
V _{Rd,c} >V _{ed,netto}	NON VERIFICA

Sezione 3 (s= 14.8675 m da testata)

Tabella 3-45 – Informazioni e Proprietà della sez. 3 (s= 14.8675 m) della trave

Stato sezione	Formula usata
Fessurata	Θ variabile

Proprietà della sezione			Proprietà armatura a taglio			Calcolo $\Theta_{\text{effettivo}}$		
b	[cm]	25,00	f_{yd}	[N/mm ²]	318,52	v	[/]	0,5
h_{trave}	[cm]	185,00	A_{sw} (1ϕ10)	[cm ²]	0,79	f_{cd}	[N/mm ²]	26,66
c	[cm]	3,00	n bracci	[/]	2	Θ	[°]	14,23
d	[cm]	182,00	A_{s,tot}	[cm ²]	1,58	Θ_1	[°]	22,22
			s	[cm]	25	$\Theta_{\text{effettivo}}$	[°]	21,80

Tabella 3-46 – Verifica a taglio sez. 3 (s= 14.8675 m) della trave

Taglio sollecitante			Resistenza a Taglio		
V_{ed}	[kN]	638,92	V_{Rd,c}	[kN]	1882,25
Stato del cavo	[/]	SNERVATO	V_{Rd,s}	[kN]	824,40
V_{cavo}	[kN]	0,00	V_{Rd}	[kN]	824,40
V_{ed,netto}	[kN]	638,92			

Verifica a Taglio	
V _{ed,netto} /V _{Rd,c}	0,78
V _{Rd,c} >V _{ed,netto}	VERIFICA

Per avere un riscontro più immediato, i risultati ottenuti, e riportati in forma tabellare, sono stati rappresentati all'interno di un diagramma al variare dell'ascissa. Nel grafico sono stati plottate tutte le grandezze analizzate al fine di poter condurre la verifica, e i cui andamenti sono commentati di seguito.

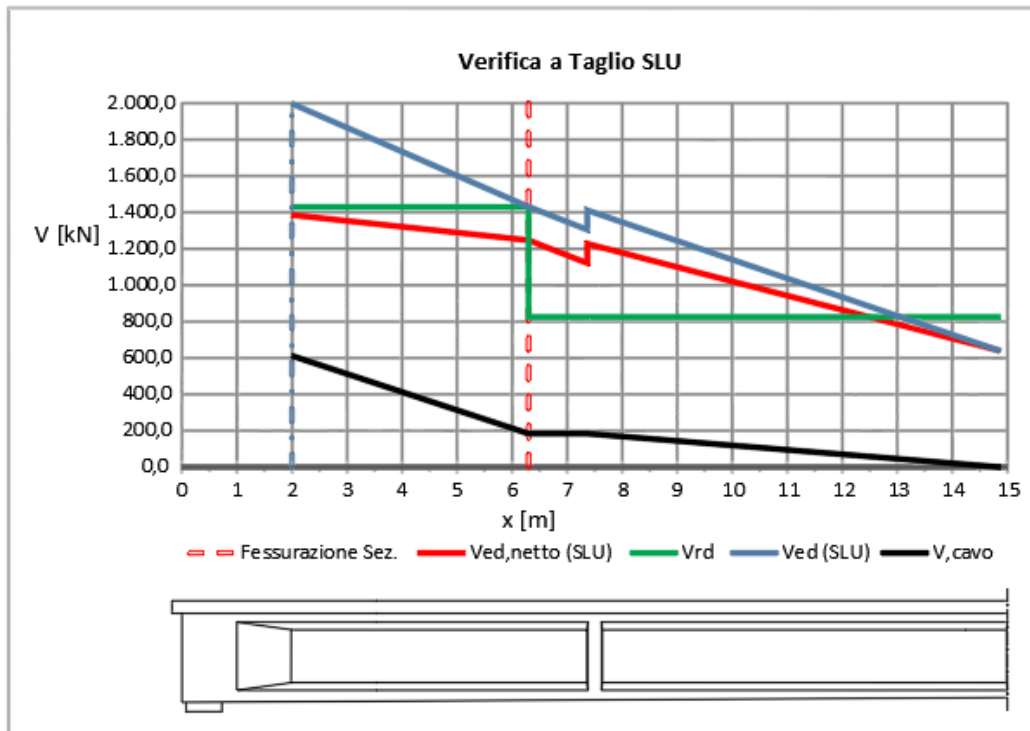


Figura 3-20 – Verifica a taglio della trave in forma grafica

Il taglio resistente V_{Rd} presenta un andamento circa costante nella zona non fessurata, circa perché esso è proporzionale al momento di inerzia J_x della sezione che varia lungo l'ascissa, seppur di poco, a causa dell'andamento parabolico del cavo. A 6.30 m si assiste ad una riduzione importante della resistenza, che da questa sezione in poi viene valutata con la formula valida per le zone fessurate. Per quanto riguarda il contributo del cavo va via via riducendosi avvicinandoci alla mezzeria proporzionalmente alla riduzione dell'inclinazione del cavo. Infine, il V_{ed} mostra il classico andamento del taglio per trave semplicemente appoggiata, con graduale riduzione all'avvicinarsi della sezione di mezzeria. In corrispondenza del traverso posto a 7.50 m dalla testata, il taglio sollecitante presenta un salto.

Al di là di tali considerazioni, l'informazione importante che si evince dal grafico è che la trave non risulta verificata nei confronti del taglio sollecitante per buona parte della zona fessurata; il $V_{ed,netto}$ sovrasta il V_{Rd} per una lunghezza di circa 6.00 m. Inoltre, nella zona non fessurata seppur la verifica risulta sempre soddisfatta, nella prima sezione di verifica posta a 2.00 m, il margine di sicurezza è molto ridotto riscontrando un rapporto D/C molto vicino all'unità.

3.8. Verifica traversi

3.8.1. Verifica a flessione agli SLU

La verifica dei traversi a flessione, in analogia a quanto svolto per la trave, è stata condotta in coerenza a quanto riportato nelle NTC 2018, 4.1.2.3.4, confrontando la capacità espressa in termini di resistenza con la corrispondente domanda, secondo la relazione:

$$M_{Rd}(N_{ed}) \geq M_{ed}$$

dove:

M_{Rd} è il valore di progetto del momento resistente corrispondente a N_{ed} ;

M_{ed} è il valore di progetto del momento sollecitante;

N_{ed} è il valore di progetto dello sforzo assiale sollecitante.

Domanda:

La domanda di verifica è stata valutata fissando la medesima disposizione dei carichi mobili definita per la verifica della trave. Si osserva quindi come questa risulti non essere la massima sollecitazione che può agire sull'i-esimo traverso ma, ricercare quest'ultima avrebbe condotto a problema di difficile gestione e, per tale motivo, si è ritenuto lecito introdurre tale approssimazione.

Nel presente lavoro, lo schema statico del traverso può esser assimilato a quello di un'asta vincolata alle estremità per mezzo di incastri cedevoli – la cui rigidezza è funzione del grado di vincolo fornito dalle travi longitudinali su cui il generico elemento incide – soggetta a flessione semplice.

La verifica è stata quindi svolta in riferimento alla sezione più sollecitata del traverso la quale, alla luce di quanto sopra descritto, coincide con quella di estremità dello stesso. In conseguenza alla natura dell'impalcato a graticcio e alla presenza di carichi viaggianti, la sezione di interesse risulta soggetta ad un valore di momento sollecitante positivo e negativo. Al fine quindi di generare la condizione più gravosa di verifica, come domanda di riferimento, sono stati assunti i valori massimi di momento positivo e negativo tra quelli agenti in tutti e venti i traversi che compongono l'impalcato.

Capacità:

La valutazione del momento resistente è stata condotta manualmente e successivamente, al fine di validare i risultati, questi sono stati confrontati con gli output del software VcaSlu. Le ipotesi alla base della valutazione della resistenza flessionale sono:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla.

A queste, per il calcolo manuale si aggiungono:

- rottura lato calcestruzzo;
- armatura sciolta inferiore tesa e snervata;
- distribuzione delle tensioni nel calcestruzzo di tipo stress-block.

Stabilito ciò, il processo di definizione del momento resistente, è stato condotto a partire dal calcolo dell'asse neutro attraverso l'equilibrio alla traslazione orizzontale delle forze. Nel caso in esame, l'individuazione di quest'ultimo necessita di un processo iterativo conseguente all'incognita dettata dalla presenza dell'armatura superiore la quale, a seconda della posizione dell'asse neutro potrebbe risultare compressa o tesa e con un livello di deformazione eccedente o meno quello di snervamento.

Nota quindi la forza generata dall'armatura sciolta inferiore tesa, supposta snervata ed esprimendo la forza dovuta al calcestruzzo compresso e all'armatura sciolta superiore in funzione della profondità dell'asse neutro; è stato possibile svolgere tramite la funzionalità di "ricerca obiettivo" in excel le iterazioni, facendo variare l'asse neutro fino al raggiungimento dell'equilibrio tra le forze in oggetto. In corrispondenza di quest'ultimo l'armatura superiore si è rivelata compressa. Traducendo quanto detto sotto forma di equazioni:

- forza dovuta all'armatura sciolta inferiore:

$$T_{s,i} = f_{yd} \cdot A_{s,i}$$

dove:

f_{yd} è la forza di snervamento di progetto dell'acciaio;

$A_{s,i}$ è l'area dell'armatura inferiore.

- forza dovuta al calcestruzzo compresso:

$$C_c = 0.8 \cdot y \cdot b \cdot f_{cd}$$

dove:

- y è l'asse neutro incognito;
- b è la larghezza del traverso;
- f_{cd} è la resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo.

- forza dovuta all'armatura sciolta superiore:

$$\text{se: } \varepsilon_{cu} \cdot \frac{y-c}{y} < \frac{f_{yd}}{E_s} \rightarrow F_{s,s} = \left(\varepsilon_{cu} \cdot \frac{y-c}{y} \right) \cdot E_s \cdot A_{s,s}$$

$$\text{se: } \varepsilon_{cu} \cdot \frac{y-c}{y} > \frac{f_{yd}}{E_s} \rightarrow F_{s,s} = f_{yd} \cdot A_{s,s}$$

dove:

- ε_{cu} è la deformazione ultima del calcestruzzo;
- y è l'asse neutro incognito;
- c è il copriferro;
- f_{yd} è la forza di snervamento di progetto dell'acciaio;
- E_s è il modulo elastico dell'acciaio;
- A_{s,s} è l'area dell'armatura superiore.

Successivamente alla definizione dell'asse neutro, è stato possibile valutare il momento resistente imponendo l'equilibrio alla rotazione delle forze rispetto alla risultante della compressione del calcestruzzo, per mezzo della seguente equazione:

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{s,s} \cdot (0.4 \cdot y - d_{s,s}) + f_{yd} \cdot A_{s,i} \cdot (d_{s,i} - 0.4 \cdot y)$$

dove:

- d_{s,s} è l'altezza utile in riferimento all'armatura superiore;
- d_{s,i} è l'altezza utile in riferimento all'armatura inferiore.

Di seguito vengono mostrati i risultati ottenuti, sia per il calcolo manuale che tramite il software VcaSlu.

Tabella 3-47 – Proprietà del traverso e delle armature a flessione

Proprietà Traverso			Proprietà Armatura						
b	f _{cd}	ε _{cu}	A _{s,i}		A _{s,s}		f _{yd}	E _s	c
[m]	[N/mm ²]	[‰]	[n.]	[cm ²]	[n.]	[cm ²]	[N/mm ²]	[GPa]	[m]
0,25	20,35	3,5	4φ20	12,56	4φ20	12,56	318,52	210,00	0,03

Tabella 3-48 – Definizione asse neutro della sez. del traverso

C _c	T _{s,i}	F _{s,s}	Equilibrio	Y _{a.n.}
[kN]	[kN]	[kN]	[/]	(m)
164,0109	400,06	236,05	7E-04	0,040

Tabella 3-49 - Deformazioni dell'armatura del traverso risultanti dal calcolo manuale

y _{a.n.}	d _{s,s}	d _{s,i}	ε _{cu}	ε _{s,s}	ε _{s,i}	e _{sy}
[m]	[m]	[m]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]
0,040	0,03	1,02	3,50	0,89	85,07	1,52

Tabella 3-50 – Verifica a flessione del traverso con M_{Rd} del calcolo manuale

Grandezze geometriche			Verifica a flessione_M _{max}				Verifica a flessione_M _{min}			
d _{s,s}	d _{s,i}	0.4y _{a.n.}	M _{Rd} ⁺	M _{ed} ⁺	VER	M _{ed} /M _{Rd}	M _{Rd} ⁻	M _{ed} ⁻	VER	M _{ed} /M _{Rd}
[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]		(D/C)	[kNm]	[kNm]		(D/C)
0,03	1,02	0,02	398,33	361,06	OK	0,906	-398,33	-397,67	OK	0,998

Tabella 3-51 – Calcolo M_{Rd} del traverso da VcaSlu

Y _{a.n.}	Livelli di deformazione		Tipo rottura	Mrd ⁺ , Mrd ⁻
	ε _c	ε _{s,i}		
(cm)	[‰]	[‰]	[/]	[kNm]
4,266	2,95	67,5	lato acciaio-acciaio snervato	398,50

Tabella 3-52 – Verifica a flessione del traverso con M_{Rd} del VcaSlu

Verifica a flessione_ M_{max}				Verifica a flessione_ M_{min}			
M_{Rd}^+	M_{ed}^+	VER	M_{ed}/M_{Rd} (D/C)	M_{Rd}^-	M_{ed}^-	VER	M_{ed}/M_{Rd} (D/C)
[kNm]	[kNm]			[kNm]	[kNm]		
398,50	361,06	OK	0,906	-398,50	-397,67	OK	0,998

Come osservabile dai risultati, la verifica a flessione risulta soddisfatta sia a seguito del calcolo manuale che di VcaSlu anche se, in ambo i casi, il margine di soddisfacimento risulta minimo per il valore negativo della sollecitazione.

La differenza tra le due modalità di verifica è possibile invece riscontrarla nel tipo di rottura che si realizza la quale, per il calcolo manuale è stata imposta lato calcestruzzo mentre da VcaSlu risulta essere lato acciaio. In verità, osservando le informazioni riguardanti i livelli di deformazione risultanti dal calcolo manuale, è possibile anche qui constatare come quello riferito alle armature inferiori risulti superiore al limite di 67.5‰. Ciò comunque non comporta una variazione apprezzabile del momento resistente in conseguenza al fatto che, anche a seguito del calcolo in maniera rigorosa tramite VcaSlu, il calcestruzzo raggiunge un livello di deformazione che si avvicina molto a quello ultimo del 3.5‰.

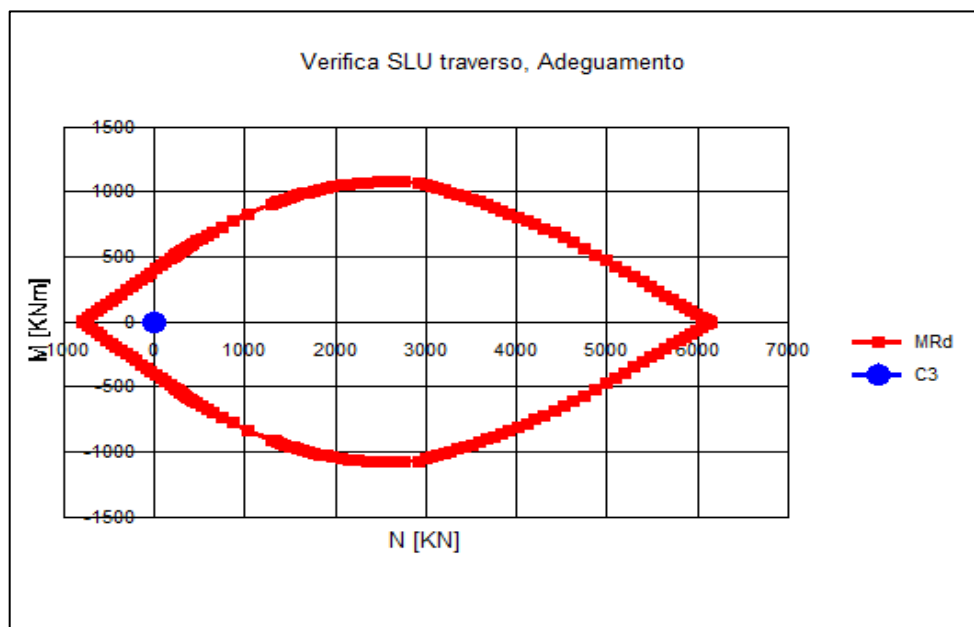


Figura 3-21 – Dominio M-N traverso, Completo Adeguamento

3.8.2. Verifica a taglio agli SLU

La verifica a taglio allo SLU dei traveri, essendo questi dotati di specifica armatura a taglio, è stata condotta in accordo a quanto prescritto nelle NTC 2018, 4.1.2.3.5.2 esaminando il rispetto o meno della condizione di verifica:

$$V_{Rd} \geq V_{ed}$$

dove:

V_{ed} è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente;

V_{Rd} è il valore di resistenza a taglio di progetto.

Domanda:

L'azione di taglio considerata nella verifica è stata definita in analogia con le scelte descritte nella verifica a flessione dei traveri. Richiamando brevemente quest'ultime, è stata considerata la medesima disposizione dei carichi mobili adottata per la verifica della trave e, al fine di generare la condizione più gravosa, come taglio sollecitante, è stato assunto il valore massimo tra quelli agenti in tutti e venti i traveri che compongono l'impalcato.

La sollecitazione descritta è stata quindi depurata per tener conto dell'effetto benefico generato dai ferri piegati presenti nei traveri.

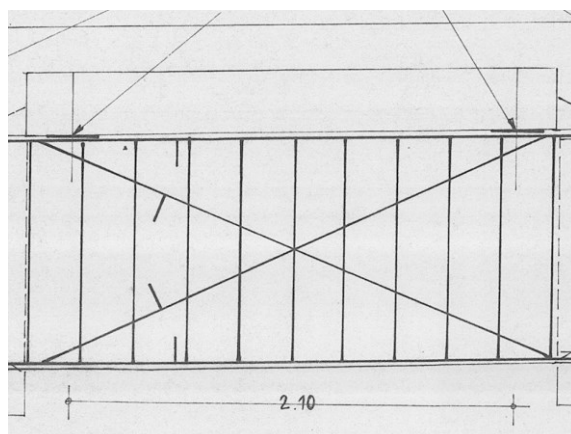


Figura 3-22 – Particolare armatura traveri

Come mostrato in Figura 3-22 infatti, ogni travero è dotato di ferri inclinati secondo le due direzioni, in ognuna delle quali risultano $2\Phi 20$. È quindi lecito immaginare una riduzione del taglio sollecitante generato dai carichi esterni per effetto della componente

verticale della forza che nasce nei piegati, la quale è diretta in direzione contraria al sopracitato taglio. Nel presente lavoro, a favore di sicurezza, si è computato il contributo fornito dai soli piegati tesi, assumendo quest'ultimi snervati.

Alla luce di quanto descritto, la domanda di verifica risulta:

$$V_{ed,netto} = V_{ed} - V_{ed,piegato}$$

$$V_{ed,piegato} = f_{yd} \cdot A_s \cdot \sin \beta$$

dove:

f_{yd} è la resistenza di progetto dell'acciaio, relativa allo snervamento;

A_s è l'area del piegato;

β è l'angolo di inclinazione del piegato.

Capacità:

La definizione della resistenza a taglio è stata condotta sulla base della schematizzazione mediante il traliccio di Morsch nel quale gli elementi resistenti risultano: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo ed i puntoni d'anima inclinati. Nel presente lavoro, si è scelto di adottare il metodo a θ variabile nel quale, l'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo può variare nel range normativo:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2.5$$

La disequazione di cui sopra si traduce in un angolo θ che deve risultare compreso tra 21.8° e 45° . Il non rispetto di questa indicazione, se $\theta < 21.8^\circ$ significherebbe l'avere una resistenza della biella di calcestruzzo sovrabbondante e di conseguenza si fissa come angolo di verifica 21.8° mentre, se $\theta > 45^\circ$ questo implicherebbe il trovarsi di fronte ad una sezione che subisce la crisi a seguito dello schiacciamento del calcestruzzo.

L'angolo in esame è stato valutato imponendo il contemporaneo raggiungimento delle resistenze ultime di progetto lato acciaio e lato calcestruzzo, dalla cui eguaglianza risulta:

$$\sin \theta^2 = \frac{A_{sw} f_{yd}}{s b_w \alpha_c f'_{cd}}$$

dove:

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;

- f_{yd} è la resistenza di progetto dell'acciaio, relativa allo snervamento;
 s è il passo delle armature trasversali;
 b_w è la larghezza minima della sezione;
 f_{cd} è la resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima, pari a $0.5f_{cd}$;
 α_c è un coefficiente maggiorativo funzione della tensione media di compressione della sezione σ_{cp} . Nel caso in esame è stato assunto pari all'unità.

Dalla conoscenza dell'angolo θ di riferimento, è stato possibile calcolare la resistenza di progetto a taglio del traverso come il minimo della resistenza di progetto offerta dal calcestruzzo V_{Rcd} e la resistenza di progetto offerta dalle staffe V_{Rsd} .

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

dove:

$V_{Rsd} = 0.9 d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha$; è la resistenza di progetto a "taglio trazione" con riferimento all'armatura trasversale. I vari contributi presentano la stessa nomenclatura sopra riportata, con l'aggiunta dell'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave α che, nel caso in esame risulta $\alpha=90^\circ$

$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} \frac{(\cot \alpha + \cot \theta)}{(1 + \cot^2 \theta)}$; è la resistenza di progetto a "taglio compressione" con riferimento al calcestruzzo d'anima. Anche in questo caso, la nomenclatura dei vari termini è la medesima di cui sopra.

Di seguito viene riportato lo svolgimento della verifica con i relativi risultati dai quali ne emerge il soddisfacimento con un ampio margine.

Tabella 3-53 – Proprietà del traverso e delle armature a taglio

Proprietà del traverso				Proprietà armatura a taglio, staffe					Proprietà armatura a taglio, piegati				
b	h	c	d	f_{yd}	A_{sw} (1 ϕ 12)	n bracci	$A_{sw,tot}$	s	f_{yd}	A_s (1 ϕ 20)	n bracci	$A_{s,tot}$	β
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[MPa]	[cm ²]	[/]	[cm ²]	[cm]	[MPa]	[cm ²]	[/]	[cm ²]	[°]
25	105	3	102	318,52	1,13	2	2,26	25	318,52	3,14	2	6,28	21,60

Tabella 3-54 – Verifica a taglio del traverso

Taglio sollecitante			Calcolo Θ ,effettivo				Verifica a Taglio				
V_{ed}	$V_{ed,piiegato}$	$V_{ed,netto}$	v	$f_{cd,trave}$	Θ	$\Theta_{effettivo}$	V_{rcd}	V_{rsd}	V_{rd}	D/C	C>D
[kN]	[kN]	[kN]	[/]	[N/mm ²]	(°)	(°)	[kN]	[kN]	[kN]		
311,14	75,60	235,54	0,5	22,4	18,70	21,80	886,30	660,87	660,87	0,36	Verifica

Inoltre, in seguito alla ricostruzione delle fasi costruttive del ponte, quest'ultime descritte nel § 2.2, è stato possibile accertare che i traversi vennero gettati una volta completato il varo delle travi. Di conseguenza, risulta un'interfaccia tra i due getti realizzati in istanti differenti, casistica per la quale l'EC2-2-1, 6.2.5 prescrive la realizzazione di una verifica consistente nell'esaminare il rispetto o meno della seguente disequazione:

$$v_{Rd,i} \geq v_{ed,i}$$

dove:

$v_{ed,i}$ è il valore di sforzo di taglio agente all'interfaccia;

$v_{Rd,i}$ è il valore di resistenza a taglio.

La sollecitazione agente è stata calcolata secondo la seguente equazione:

$$V_{ed} = \frac{\beta \cdot V_{ed}}{d \cdot b_i}$$

dove:

V_{ed} è lo sforzo di taglio agente, assunto pari a quello dovuto ai carichi esterni;

β è il rapporto tra la forza longitudinale della porzione di calcestruzzo gettato successivamente e la forza longitudinale totale (sia di compressione che trazione).

Nel caso in esame è stato assunto pari ad 1, a favore di sicurezza;

d è l'altezza utile;

b_i è la larghezza dell'interfaccia tra i due getti.

Il valore di resistenza risulta invece definito come:

$$v_{rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

dove:

- c e μ sono dei coefficienti che dipendono dalla rugosità della superficie d'interfaccia, nel caso in esame sono stati assunti i valori corrispondenti alla classe di rugosità liscia;
- σ_n è la sollecitazione per unità di area causata dalla forza normale esterna che può contemporaneamente agire con il taglio, nulla nel presente lavoro;
- ρ è il rapporto tra le aree A_s/A_i , dove A_s rappresenta l'area dell'armatura che attraversa l'interfaccia assunta nel caso in esame riferendosi alla trave di bordo; A_i rappresenta l'area del nodo;
- α è l'angolo di inclinazione dell'armatura che attraversa l'interfaccia rispetto all'asse verticale della stessa, varia tra $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$;
- v è il fattore di riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo;
- f_{ctd} è la resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo;
- f_{yd} è la resistenza di progetto dell'armatura, riferita allo snervamento;
- f_{cd} è la resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo.

Di seguito viene mostrato il risultato della verifica, ampiamente soddisfatta.

Tabella 3-55 – Calcolo sollecitazione di taglio all'interfaccia trave-traverso

Ved	β	d	b_i	$V_{ed,i}$
[kN]	[/]	[cm]	[cm]	[MPa]
311,14	1,00	102,00	25,00	1,22

Tabella 3-56 – Calcolo del valore di resistenza a taglio all'interfaccia trave-traverso

c	μ	σ_n	A_s	A_i	ρ	f_{yd}	f_{ctd}	α	v	f_{cd}	$v_{rd,i}$
[/]	[/]	[MPa]	[cm ²]	[cm ²]	[/]	[MPa]	[MPa]	[°]	[/]	[MPa]	[MPa]
0,35	0,6	0	18,84	2625	0,007177143	318,52	1,53	90,00	0,5	20,35	1,91

Tabella 3-57 – Risultato verifica all'interfaccia trave-traverso

$V_{ed,i}/V_{rd,i}$	Verifica
0,64	OK

3.9. Verifica soletta

Si è proceduto infine alla verifica della soletta nei confronti delle azioni flettenti e taglianti.

L'elemento, in calcestruzzo armato, è interamente gettato in opera. Esso poggia su 5 travi, poste ad un'interasse di 3.25m, e presenta degli sbalzi laterali di lunghezza pari a 1.50 m. La sezione trasversale si sviluppa per una larghezza di 16.00 m, e presenta altezza costante e pari a 0.23 m. Le armature disposte su 1 m di lunghezza consistono inferiormente di 5 ϕ 16, dritti e continui, che vanno a sovrapporsi nella mezzeria della sezione. A questi si aggiunge nella zona di campata il contributo offerto da 2 ϕ 16, ferri continui ma sagomati in modo tale da costituire armatura inferiore in campata e armatura superiore in corrispondenza delle travi. L'armatura superiore è inoltre costituita da 4 ϕ 12 dritti e continui, sovrapposti anch'essi nella mezzeria della sezione, e di spezzoni di armatura consistenti in 3 ϕ 16, atti a far fronte al Momento negativo che si sviluppa in corrispondenza delle travi. Per quanto riguarda l'armatura a taglio è quasi del tutto assente, è infatti stato disposto 1 cavallotto ϕ 12 ogni metro lineare nelle due direzioni, che può quindi far pensare ad un'armatura minima.

Le verifiche, che sono state condotte con l'approccio agli Stati limite Ultimi, hanno valutato la risposta della soletta nei confronti del Momento flettente e del Taglio che si sviluppano in direzione trasversale. Si è in ultimo eseguita la verifica a punzonamento.

3.9.1. Modellazione Soletta

Lo studio della soletta ha richiesto la realizzazione di un nuovo modello. A differenza degli elementi precedentemente analizzati, gli effetti determinanti per la verifica della soletta sono quelli locali, dovuti prevalentemente ai carichi mobili, e non quelli globali agenti su tutta la luce dell'impalcato. Pertanto, lo studio delle sollecitazioni è stato eseguito modellando l'elemento sul software di calcolo per una lunghezza limitata e pari a 15.00 m anziché considerando tutto lo sviluppo longitudinale. Inoltre, in virtù di quanto detto, i carichi mobili sono stati trattati come dei carichi statici, posizionati in modo tale da realizzare la configurazione di carico più gravosa.

L'analisi è stata condotta considerando la sola porzione di soletta afferente alla campata centrale. Essa è stata schematizzata come un elemento a piastra poggiante sulle 5 travi in c.a.p., e opportunamente vincolata alle estremità. Il comportamento a piastra è stato colto eseguendo una modellazione con elementi finiti monodimensionali di tipo frame,

disposti nelle due direzioni principali X e Y, collegati tra loro in modo da realizzare un graticcio di travi. Per la definizione delle travi del graticcio si è imposto una spaziatura in direzione longitudinale (intendendo con questa la spaziatura delle travi trasversali, e viceversa) pari a 0,60 m per agevolare l'applicazione dei carichi mobili, mentre in direzione trasversale la spaziatura non assume un valore fisso ma dipende dalla geometria della sezione. Il valore si attesta sempre attorno ai 0,50 m in modo da avere una maglia il più omogenea possibile nelle due direzioni. Nello specifico, la sezione trasversale è stata suddivisa in un numero di conci pari a 29, di cui i conci costituenti gli sbalzi aventi larghezza pari a 0.625 m, i conci disposti al di sopra delle travi aventi larghezza 0.50 m, i restanti di larghezza 0.55 m.

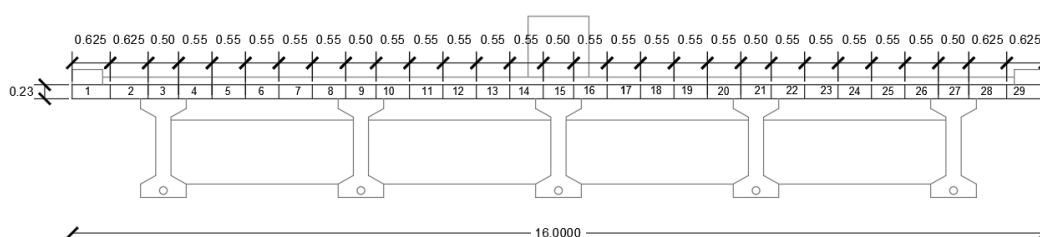


Figura 3-23 – Suddivisione della soletta in conci

Nel modello di calcolo si è assunto che entrambi le orditure di travi avessero sezione rettangolare. Le travi trasversali presentano lungo tutto lo sviluppo sezione costante caratterizzata da larghezza coincidente con la spaziatura delle stesse, 0,60 m, e altezza pari allo spessore della soletta, che nel caso in esame è di 0,23 m. Per quanto riguarda le travi longitudinali invece, queste hanno esattamente la sezione descritta dai conci in Figura 3-23.

Definito il graticcio di travi si è completato il modello strutturale assegnando opportuni vincoli. La soletta risulta poggiante sulle travi in c.a.p. che sono state rappresentate con appoggi che vincolano tutte le traslazioni possibili nello spazio. Inoltre, sono stati inseriti nelle sezioni trasversali di estremità dei pattini lungo tutto lo sviluppo trasversale che consentono spostamento verticale simulando quindi la continuità con l'impalcato.

Di seguito, in Figura 3-24, è mostrata un'immagine della modellazione descritta.

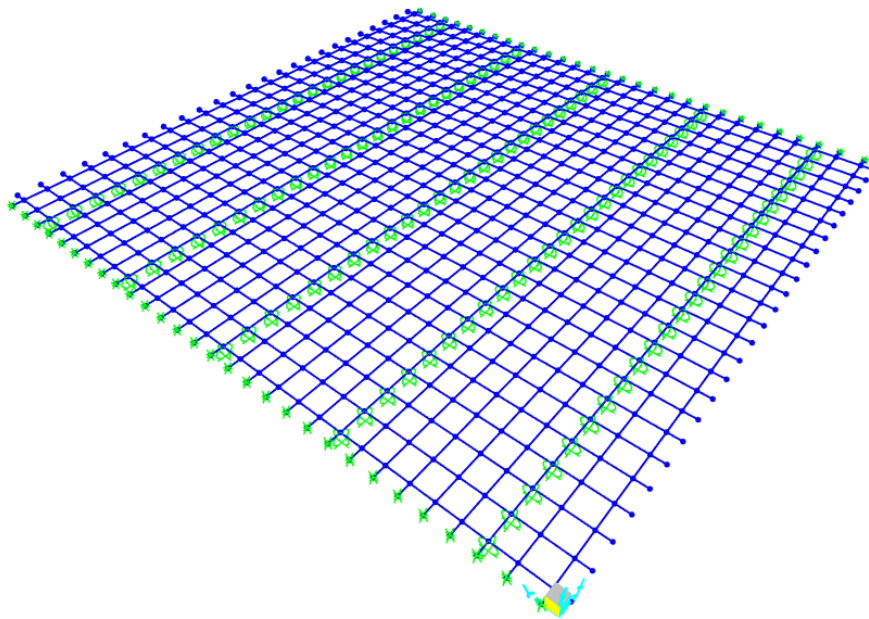


Figura 3-24 – Modello della soletta

3.9.2. Analisi dei carichi

Analogamente a quanto già visto per il modello dell'impalcato, i carichi presi in considerazione per l'analisi strutturale della soletta sono:

- G1, carichi permanenti portanti, in cui rientra il solo peso della soletta;
- G2, carichi permanenti portati, in cui rientrano i pesi propri di tutti i dispositivi che completano l'opera ma che non costituiscono struttura portante, quali cordoli, piattaforma stradale, barriere di sicurezza e spartitraffico;
- Q, carichi variabili, in questo caso si è tenuto conto delle sole azioni verticali da traffico considerati ancora una volta secondo lo schema 1.

3.9.2.1. Carichi permanenti

Il peso proprio strutturale (G1) dipende sostanzialmente dalla geometria dell'opera e viene considerato direttamente dal software di calcolo, attraverso l'assegnazione delle caratteristiche sezionali alle travi longitudinali. Per evitare di conteggiare due volte il peso della soletta è stato necessario annullare il contributo offerto dalle travi trasversali, andandone a modificare i parametri di massa e peso all'interno del software. Il valore del peso per unità di volume adottato per il calcestruzzo armato è pari ancora una volta a 25 kN/m, in conformità con quanto prescritto dalla normativa.

I carichi permanenti portati (G2) sono stati trattati come carichi distribuiti e la loro assegnazione ha richiesto uno studio di dettaglio in quanto si è dovuto individuare innanzitutto quali travi fossero interessate dai pesi dei singoli elementi e, nel caso questi agissero su più conci contemporaneamente, è stato necessario ridistribuire il carico considerando l'azione proporzionale al volume del dispositivo gravante sul cono. Come già visto per la trave, questa operazione ha richiesto la definizione e l'assegnazione sia di carichi verticali distribuiti che di coppie distribuite.

3.9.2.2. Azioni variabili da traffico: Carichi mobili verticali q_1

Ai fini della progettazione l'azione del traffico è stata considerata attraverso i carichi definiti secondo lo schema 1, assunto quindi quale configurazione più sfavorevole. Per la definizione dello schema 1 si richiama quanto già specificato nel § 3.4.3.

Nel calcolo strutturale della soletta, diversamente da quanto fatto per l'impalcato, l'analisi condotta è un'analisi statica lineare, in cui anche i carichi mobili dovuti al traffico vengono considerati come azioni statiche senza ricorrere alla teoria delle linee di influenza. Alla luce di ciò l'assegnazione dei carichi variabili è stata eseguita manualmente con lo scopo di realizzare la condizione di carico più sfavorevole. Da un punto di vista longitudinale al fine di conseguire quanto detto, nella zona corrente i carichi sono stati disposti nella zona centrale più deformabile e quindi maggiormente sollecitata. In direzione trasversale è stato necessario ricorrere alla definizione di diverse configurazioni di carico, in modo da ottenere un involucro che includesse le sollecitazioni massime sulle diverse zone di interesse. La disposizione dei carichi è stata eseguita nel rispetto delle prescrizioni stabilite dalle NTC, già ricordate nel § 3.4.3.

Per la determinazione delle combinazioni di carico ci si è affidati alla teoria delle Linee di Influenza. In totale sono state considerate un numero di configurazioni di carico pari ad 8. In realtà, volendo massimizzare ciascuna campata e ciascun appoggio le combinazioni di carico sarebbero molto maggiori, circa il doppio. Nell'analisi, tuttavia, si è potuto sfruttare la simmetria della sezione e ci si è concentrati nel massimizzare campate ed appoggi situati nella porzione di sinistra dell'impalcato. Così, ad esempio, la combinazione di carico che massimizza il momento nella prima campata da sinistra, denominata Campata 1, è simmetrica alla configurazione di carico che massimizza il momento nell'ultima campata, Campata 4. Pertanto, a patto di leggere le sollecitazioni sulla porzione di impalcato caricato, sono state omesse tutte le combinazioni di carico simmetriche.

Le 8 configurazioni di carico possono essere raggruppate in 4 combinazioni principali:

- Combinazione 1*: combinazione atta a massimizzare la Campata 1. Le configurazioni di carico adottate a tale scopo sono 4, le quali di base vedono una distribuzione dei carichi molto simili tra loro ma che differiscono per il decentramento di alcune corsie. Si è infatti ipotizzato che decentrando le corsie di carico, in modo tale da far coincidere un carico concentrato con la mezzeria delle campate, potesse comportare un aggravio delle sollecitazioni. A priori, tuttavia, senza uno studio approfondito delle Linee di Influenza, non è possibile determinare la configurazione più svantaggiosa, quindi sono state proposte diverse soluzioni. Al termine delle analisi, la combinazione denominata COMB. 1c, si è rivelata la più gravosa in termini di sollecitazioni.

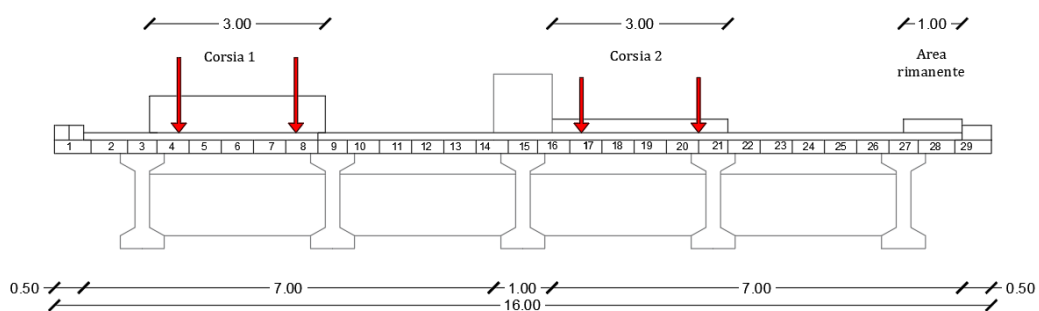


Figura 3-25 – Max campata 1 soletta, combinazione 1a

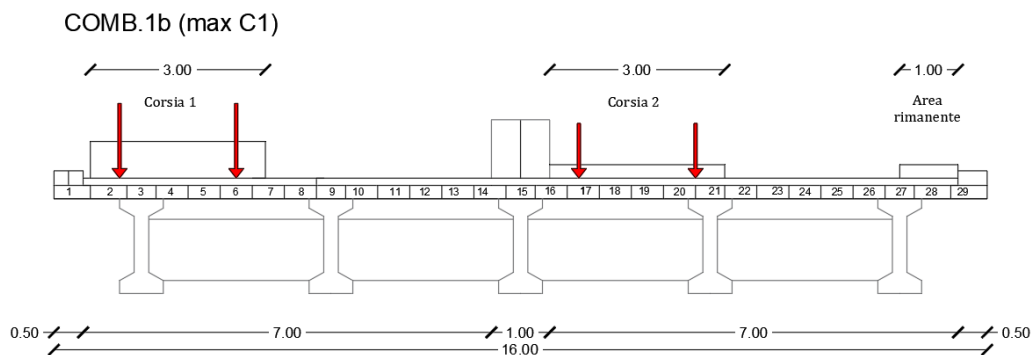


Figura 3-26 – Max campata 1 soletta, combinazione 1b

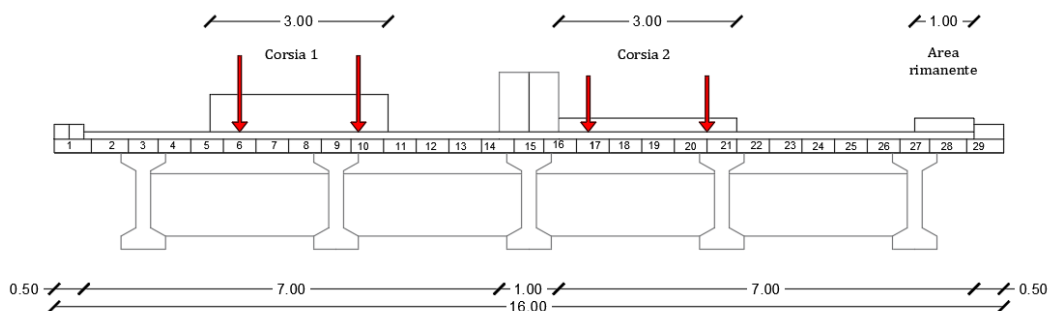


Figura 3-27 – Max campata 1 soletta, combinazione 1c

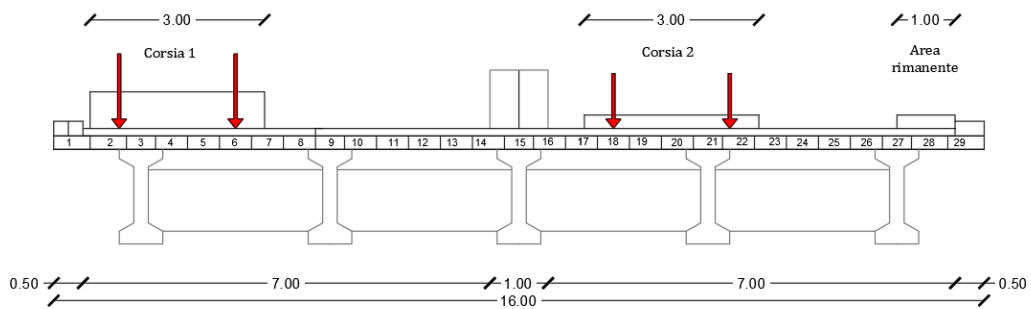


Figura 3-28 – Max campata 1 soletta, combinazione 1d

- *Combinazione 2*, combinazione atta a massimizzare l'appoggio A2. Anche qui sono state contemplate due soluzioni, nelle quali sono state semplicemente invertite le corsie di carico.

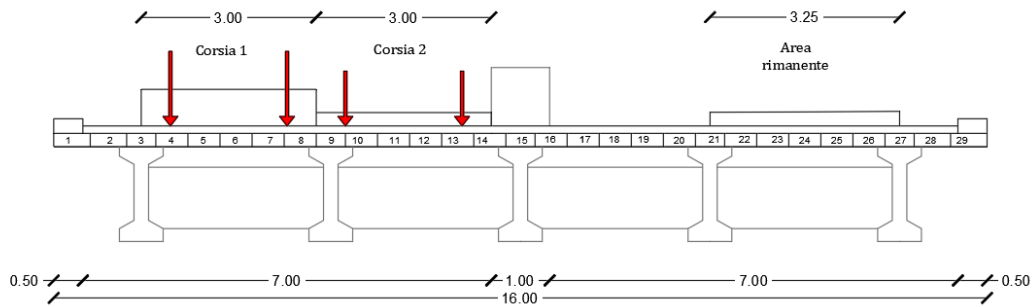


Figura 3-29 – Max appoggio 2 soletta, combinazione 2a

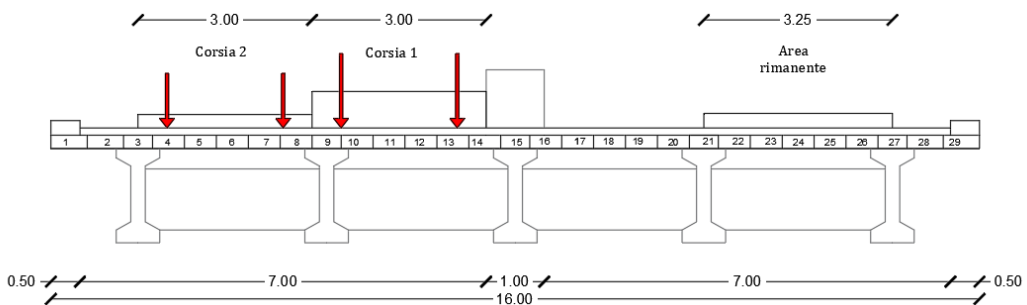


Figura 3-30 – Max appoggio 2 soletta, combinazione 2b

- *Combinazione 3*, combinazione atta a massimizzare l'appoggio centrale, A3.

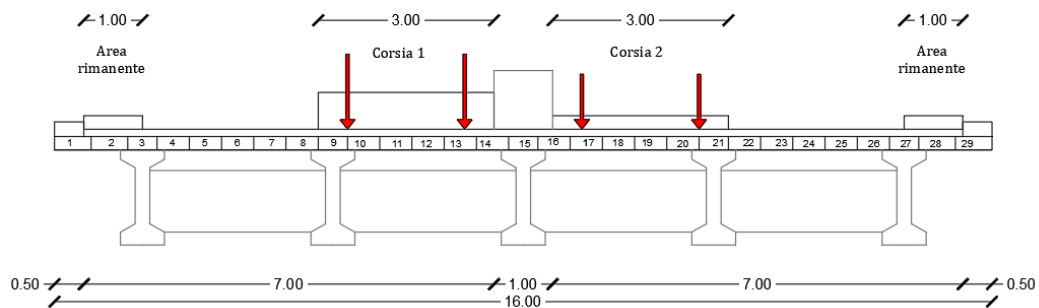


Figura 3-31 – Max appoggio 3 soletta, combinazione 3

- *Combinazione 4*, combinazione atta a massimizzare la campata C2.

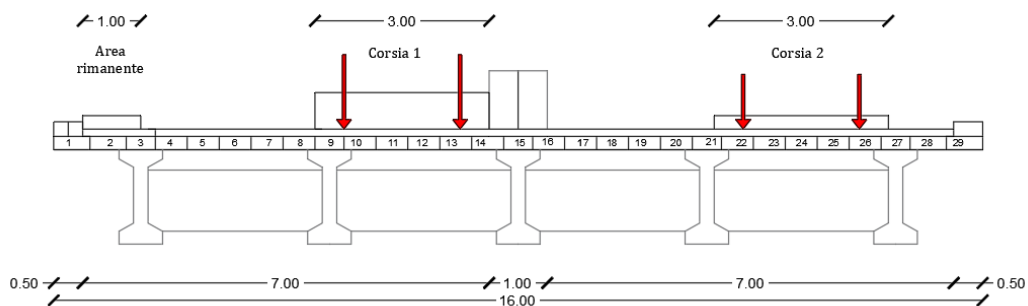


Figura 3-32 – Max appoggio 4 soletta, combinazione 4

Analogamente a quanto già esposto per i carichi permanenti portati (G2), anche per i carichi distribuiti q_{ik} si è condotto uno studio finalizzato ad individuare le aliquote di carico gravanti su ciascuna trave. Il carico distribuito di superficie è stato ricondotto ad un carico lineare moltiplicando il valore fornito da normativa per la larghezza Δl , relativa ad ogni trave, su cui insiste il carico. I carichi concentrati sono invece stati assegnati puntualmente, nella zona centrale della soletta.

Una volta assegnati i carichi nel software di calcolo si è potuto procedere alla definizione delle combinazioni di carico, una per ciascuna configurazione sopra descritta. Per ogni combinazione si è adottata la combinazione di carico allo SLU.

$$1.35 \cdot g_1 + 1.35 \cdot g_2 + 1.35 q$$

3.9.3. Sollecitazioni

Mediante il supporto del software SAP2000 una volta lanciata l'analisi è stato ricavato l'involuppo della sollecitazione derivanti dalle combinazioni di carico appena descritte. Com'era possibile prevedere, queste risultano maggiormente intense nelle zone in cui sono concentrati i carichi, ossia nella zona centrale limitatamente alla porzione di sinistra dell'impalcato.

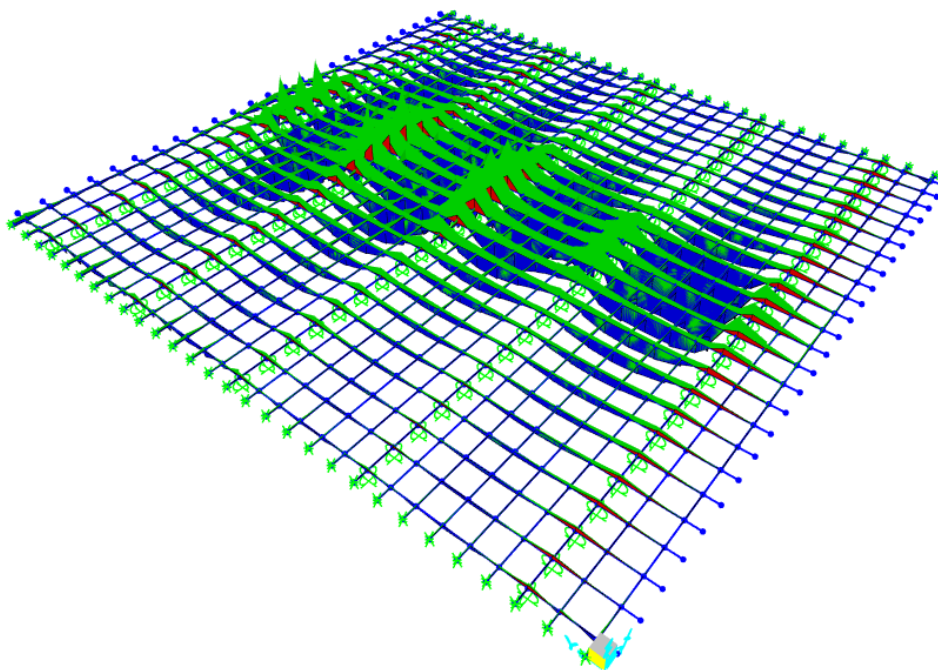


Figura 3-33 – Diagramma dei Momenti agenti sulla soletta, vista 3d

Per le verifiche sono state considerate le sollecitazioni di maggior entità, in particolare, quelle che interessano un numero di travi pari a 5 poste a cavallo della mezzeria. Tali valori sono stati mediati in modo da tener conto della diffusione dei carichi. I valori considerati per questa operazione sono i valori massimi afferenti a ciascuna campata o appoggio, non necessariamente interessanti la medesima sezione nelle diverse travi.

Prima di procedere alla verifica è stata necessaria un'ulteriore correzione. Avendo modellato la soletta come un graticcio di travi aventi un certo passo, le sollecitazioni restituite dal software non sono da considerarsi riferite alle singole travi bensì fanno riferimento ad una larghezza pari al passo delle travi stesse. Poiché la progettazione è rivolta alla determinazione dell'armatura trasversale, le sollecitazioni su cui si è focalizzata l'attenzione sono quelle che interessano le travi trasversali appunto, poste ad interasse

pari a 0,60 m l'una dall'altra. Per ottenere il valore riferito ad ogni trave è quindi necessario dividere la sollecitazione restituita dal software per l'interasse pari a 0,60 m.

3.9.4. Verifica a flessione

Le verifiche di resistenza a flessione sono state condotte considerando elementi a trave in c.a. in zona non sismica, in coerenza con quanto riportato nelle NTC 2018, 4.1.2.3.4. Valgono pertanto, tutte le ipotesi già richiamate nella verifica a flessione della trave.

La verifica della soletta viene eseguita considerando una sezione di larghezza 1,00 m. Essa risulta soddisfatta se:

$$M_{rd} \geq M_{ed}$$

Si sono quindi dapprima definite le sollecitazioni a cui la soletta è sottoposta. Per le motivazioni suddette, si sono valutati i massimi momenti flettenti agenti in corrispondenza delle campate e degli appoggi della porzione di sinistra dell'impalcato. Secondo i criteri sopra esposti, a partire dai valori restituiti dal SAP2000 sono state ottenute le sollecitazioni relative a ciascuna zona di interesse. Di seguito si riportano i valori ottenuti:

Tabella 3-58 – Definizione dei momenti per le sezioni di verifica della soletta

FRAME	Ascissa x	Momenti massimi NTC			
		Campata 1	Appoggio 2	Campata 2	Appoggio 3
[n°]	[m]	[kN*0,6m]	[kN*0,6m]	[KN*0,6m]	[KN*0,6m]
1	6,30	28,44	-30,96	27,94	-31,55
2	6,90	47,09	-58,61	51,57	-45,57
3	7,50	40,22	-45,78	40,75	-47,50
4	8,10	47,09	-58,61	51,57	-45,57
5	8,70	28,44	-30,96	27,94	-31,55
M di prog. Mediati [KN*0,6m]		38,26	-44,98	39,95	-40,35
M di prog. Mediati [KN*m]		63,76	-74,97	66,59	-67,25

Ai fini del calcolo, è stato considerato per la verifica nei confronti del Momento Negativo il valore massimo tra i momenti che si instaurano in corrispondenza degli appoggi, e per la verifica nei confronti del Momento positivo il valore massimo tra i momenti che si instaurano in campata.

La valutazione del Momento resistente è stata eseguita sia manualmente, con il supporto di un Foglio Excel, sia attraverso il programma VCASLU, con cui è stato poi possibile confrontare i risultati.

Per il calcolo manuale si è seguita la stessa procedura già esposta in precedenza. Attraverso l'equilibrio alla traslazione orizzontale delle forze è stato possibile individuare la posizione dell'asse neutro. Nel caso in esame si è scelto di considerare entrambe le armature, sia superiore che inferiore; pertanto, la determinazione dell'asse ha richiesto un procedimento iterativo, dovendo a monte supporre se lo stato di sollecitazione dell'armatura superiore fosse di trazione o compressione. Una volta noto l'asse neutro, il valore del Momento resistente M_{rd} lo si è potuto calcolare mediante un semplice equilibrio alla rotazione, che nel caso specifico è stato eseguito rispetto la risultante di compressione del calcestruzzo. Di seguito si espongono i risultati a cui si è pervenuti.

Verifica in Campata

Tabella 3-59 – Proprietà della soletta, sezione in campata

Proprietà sezione		
$b_{soletta}$	[m]	1,00
$f_{cd,soletta}$	[N/mm ²]	20,35
ϵ_{cu}	[‰]	3,50
Arm. Inferiore	[n°]	5 ϕ 16+2 ϕ 16
Arm. Superiore	[n°]	4 ϕ 12
$A_{s,inf.}$	[cm ²]	14,07
$A_{s,sup.}$	[cm ²]	4,52
f_{yd}	[N/mm ²]	318,52
$\epsilon_{s,y}$	[‰]	1,52
E_s	[GPa]	210,00
copriferro	[m]	0,03

Calcolo Manuale

IPOTESI: Rottura lato calcestruzzo
Armatura Inferiore snervata

Tabella 3-60 – Verifica a flessione soletta con calcolo manuale, sezione in campata

Calcolo dell'asse neutro				Deformazioni		
C_{cls}	$T_{arm,inf}$	$C_{arm,sup}$	y_{an}	ϵ_c	$\epsilon_{s,sup}$	$\epsilon_{s,inf}$
[kN]	[kN]	[kN]	[cm]	[‰]	[‰]	[‰]
464,89	448,16	-16,73	2,86	3,5	0,18	21,01

Verifica a flessione_Mmax			
M_{Rd+}	M_{ed+}	Verifica	M_{ed}/M_{Rd} (D/C)
[kNm]	[kNm]		
84,82	66,59	OK	0,79

Calcolo condotto con VCASLU

Tabella 3-61 – Verifica a flessione soletta con VcaSlu, sezione in campata

Info rottura		Deformazioni	
y_{an}	Tipo rottura	ϵ_c	$\epsilon_{s,inf}$
[cm]	[/]	[‰]	[‰]
2,84	lato cls-acciaio snervato	3,5	21,19

Verifica a flessione_Mmax			
M_{Rd+}	M_{ed+}	Verifica	M_{ed}/M_{Rd} (D/C)
[kNm]	[kNm]		
84,68	66,59	OK	0,79

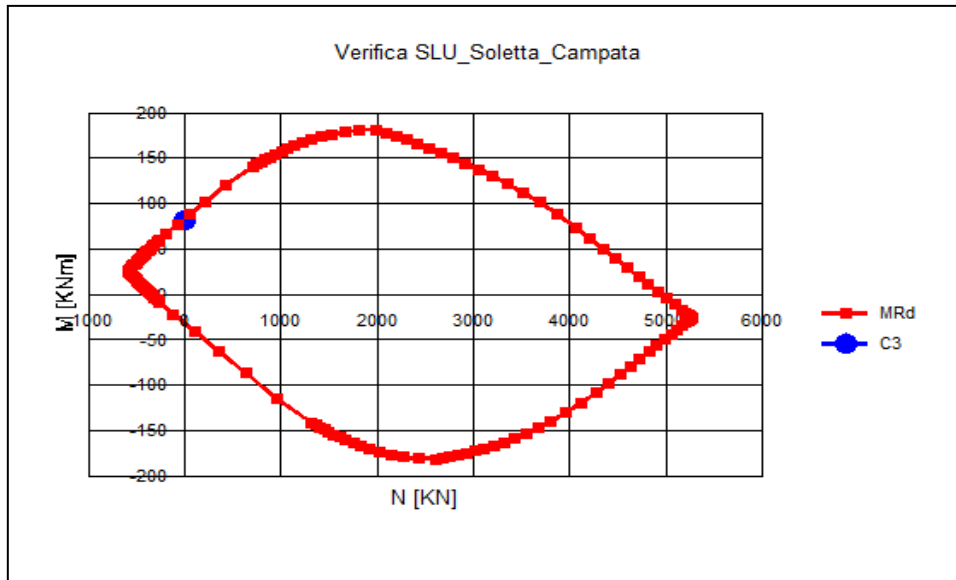


Figura 3-34 – Dominio M-N soletta, sezione in campata

Verifica in Appoggio

Tabella 3-62 – Proprietà della soletta, sezione in appoggio

Proprietà sezione		
$b_{soletta}$	[m]	1,00
$f_{cd,soletta}$	[N/mm ²]	20,35
ϵ_{cu}	[‰]	3,50
Arm. Inferiore	[n°]	5φ16
Arm. Superiore	[n°]	5φ16+4φ12
$A_{s,inf.}$	[cm ²]	10,05
$A_{s,sup.}$	[cm ²]	14,57
f_{yd}	[N/mm ²]	318,52
$\epsilon_{s,y}$	[‰]	1,52
E_s	[GPa]	210,00
copriferro	[m]	0,03

Calcolo Manuale

IPOSTESI: Rottura lato calcestruzzo
Armatura Inferiore snervata

Tabella 3-63 – Verifica a flessione soletta con calcolo manuale, sezione in appoggio

Calcolo dell'asse neutro				Deformazioni		
C_{cls}	$T_{arm,sup}$	$C_{arm,inf}$	y_{an}	ϵ_c	$\epsilon_{s,sup}$	$\epsilon_{s,inf}$
[kN]	[kN]	[kN]	[cm]	[‰]	[‰]	[‰]
478,77	464,08	-14,69	20,06	3,5	20,30	0,07

Verifica a flessione_Mmax			
M_{Rd-}	M_{ed-}	Verifica	M_{ed}/M_{Rd} (D/C)
[kNm]	[kNm]		
-84,44	-74,97	OK	0,89

Calcolo condotto con VCASLU

Tabella 3-64 – Verifica a flessione soletta con VcaSlu, sezione in appoggio

Info rottura		Deformazioni	
y_{an}	Tipo rottura	ϵ_c	$\epsilon_{s,inf}$
[cm]	[/]	[‰]	[‰]
20,07	lato cls-acciaio snervato	3,5	21,19

Verifica a flessione_Mmax			
M_{Rd-}	M_{ed-}	Verifica	M_{ed}/M_{Rd} (D/C)
[kNm]	[kNm]		
-87,48	-74,97	OK	0,86

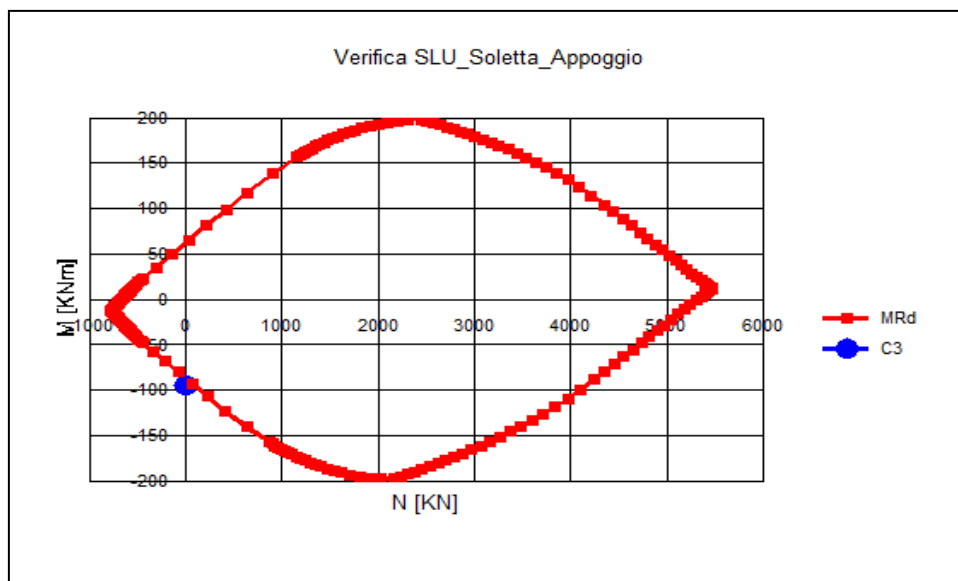


Figura 3-35 – Dominio M-N soletta, sezione in appoggio

La verifica a flessione è soddisfatta sia in appoggio che in campata. Si osserva inoltre una buona rispondenza tra i valori ottenuti dal calcolo manuale e i valori restituiti dal programma.

3.9.5. Verifica a taglio

La verifica di resistenza si pone confrontando la capacità con la domanda, secondo la seguente relazione:

$$V_{rd} \geq V_{ed}$$

La valutazione delle sollecitazioni è stata eseguita come spiegato in precedenza. In particolare, a causa dei carichi mobili le travi sono interessate sia da un Taglio positivo che da uno negativo. Pertanto, per definire V_{ed} , sono stati dedotti dal SAP2000 i valori di Taglio sollecitante massimo e minimo che si realizzano in corrispondenza di ciascun appoggio, zona dove la sollecitazione tagliante è massima. Ciò è stato fatto per ciascuna delle 5 travi considerate, e in seguito si sono mediati i valori restituiti dal software, così da ottenere un valore medio di V_{max} e uno di V_{min} per ciascun appoggio. A questo punto ci si è ricondotti dai valori di sollecitazione agenti su 0.60 m a valori al metro. Si è ottenuto quindi:

Tabella 3-65 – Definizione dei tagli agenti sugli appoggi della soletta

TRAVE	Appoggio 1		Appoggio 2		Appoggio 3		Appoggio 4		Appoggio 5	
	Ved _{min}	Ved _{max}	Ved _{min}	Ved _{max}	Ved _{min}	Ved _{max}	Ved _{min}	Ved _{max}	Ved _{min}	Ved _{max}
1	-48,30	53,32	-60,24	43,84	-55,06	39,55	-23,02	35,43	-34,45	6,63
2	-132,87	117,62	-132,09	131,10	-82,35	61,90	-38,09	86,53	-69,01	13,93
3	-85,46	87,28	-95,44	78,01	-88,46	66,21	-35,43	58,44	-57,16	10,27
4	-132,87	117,62	-132,09	131,10	-82,35	61,90	-38,09	86,53	-69,01	13,93
5	-48,30	53,32	-60,24	43,84	-55,06	39,55	-23,02	35,43	-34,45	6,63
\bar{V} [kN/0.6m]	-89,56	85,83	-96,02	85,58	-72,66	53,82	-31,53	60,47	-52,82	10,28
\bar{V} [kN/m]	-149,27	143,05	-160,03	142,63	-121,09	89,70	-52,55	100,79	-88,03	17,13

Ai fini della verifica il segno della sollecitazione tagliante non è rilevante; quindi, è stato considerato il valore massimo in modulo che per il caso studio risulta pari a $V_{ed} = 160.03$ kN/m.

Per quanto riguarda la resistenza a taglio il calcolo è stato condotto dapprima con la formula proposta dalle NTC 2018, valida per elementi non armati a taglio, con esito negativo, ottenendo un rapporto $D/C = 1.40$

Tale risultato non è tuttavia così inconsueto, le stesse Linee Guida infatti dichiarano come alcune formule proposte dalle NTC, come ad esempio quella indicata per la verifica a taglio delle solette in c.a., risultino eccessivamente cautelative. Viene quindi suggerito di valutare la resistenza a taglio di elementi esistenti in c.a., non armati o debolmente armati a taglio, attraverso la seguente relazione:

$$V_{Rd} = \frac{0.3 \sqrt{f_{ck}} b_w d}{\gamma_c (1 + 0.0022 d)}$$

in cui:

- f_{ck} resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo, in MPa
- b_w larghezza dell'anima
- d altezza utile della sezione
- γ_c coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo

Di seguito si mostrano i risultati ottenuti.

Tabella 3-66 – Verifica a taglio della soletta secondo le Linee guida

Proprietà sezione		
bw	[cm]	100,00
d	[cm]	20,00
fck	[N/mm ²]	33,20
γc	[/]	1,50

Verifica secondo Linee Guida			
Vrd	Ved,max	Ved/Vrd	Verifica
[kN]	[kN]	[/]	[kN]
160,05	160,03	0,99	OK

La verifica risulta soddisfatta, seppur molto a limite. Nonostante ciò, il valore del rapporto domanda su capacità non desta eccessiva preoccupazione; si sottolinea infatti come ci siano dei margini che si potrebbero sfruttare a seguito di una modellazione più accurata la quale produrrebbe una verifica meno gravosa. Nello specifico, si fa osservare che nell’inserimento dei carichi Q_{ik} nel modello, questi si sono applicati in maniera puntuale quando invece, nella realtà, hanno un’impronta di carico 40x40 cm. In aggiunta, si potrebbe considerare anche la diffusione del carico all’interno della pavimentazione poiché, la suddetta impronta, è da immaginare all’estradosso della pavimentazione mentre, quello che è modellato nel SAP, costituisce il baricentro della soletta.

3.9.6. Verifica a punzonamento

Richiamando le NTC 2018, 4.1.2.3.5.4; le solette piene devono essere verificate nei riguardi del punzonamento allo stato limite ultimo, in corrispondenza di carichi concentrati. Per la verifica, si è dunque fatto riferimento, come indicato dalle NTC, alla EN 1992-1-1, 6.4.

Quest’ultima prescrive che il carico concentrato allo SLU produce (vd. Figura 3.36) lungo il perimetro dell’impronta di carico (u_0) e lungo il perimetro di verifica di base (u_1) una tensione di taglio pari ad:

$$v_{ed,i} = \frac{V_{ed}}{u_i \cdot d}$$

dove:

V_{ed} è il carico allo SLU;

u_i è il perimetro considerato, con $i=0,1$;

d è lo spessore effettivo della soletta, definito nella EN 1992-1-1, 6.4.2 (6.32) come:

$$d_{eff} = \frac{(d_y + d_z)}{2}$$

dove d_y e d_z sono gli spessori nelle due direzioni ortogonali

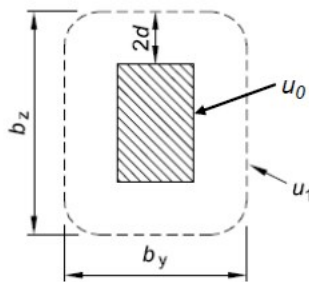


Figura 3-36 – Perimetri di verifica al punzonamento

Nella verifica a taglio-punzonamento, come riportato nella EN 1992-1-1, 6.4.3, è necessario controllare innanzitutto che lungo il perimetro dell'area di carico, denominato u_0 , la massima tensione di taglio da punzonamento non ecceda il valore massimo $V_{rd,max}$:

$$V_{ed,i} < V_{rd,max}$$

$V_{rd,max}$, è definito nella EN 1992-1-1, 6.4.5 come:

$$v_{rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

dove:

$$v = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \text{ con } f_{ck} \text{ in Mpa}$$

f_{cd} è la resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo

Inoltre, per elementi privi di armatura a taglio-punzonamento occorre verificare che, nel perimetro di controllo di base denominato u_1 , la tensione di taglio sollecitante non superi il valore di progetto della resistenza a punzonamento senza armatura a taglio:

$$V_{ed,i} < V_{rd,c}$$

con $v_{rd,c}$ definito nella EN 1992-1-1, 6.4.4 come:

$$v_{rd,c} = C_{rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp})$$

dove:

$$C_{rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c};$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad \text{con } d \text{ in mm};$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02, \quad \text{con } \rho_{ly} \text{ e } \rho_{lz} \text{ si indicano i rapporti di armatura nelle direzioni } y \text{ e } z. \text{ I valori devono essere calcolati come valori medi tenendo conto di una larghezza della soletta uguale alla larghezza dell'impronta di carico piú } 3 \cdot d \text{ per lato};$$

f_{ck} resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo;

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2}, \quad \text{con } \sigma_{cy} \text{ e } \sigma_{cz} \text{ si indicano gli sforzi normali nella soletta in cls nella sezione critica, nelle direzioni } y \text{ e } z;$$

$$k_1 = 0,1;$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}.$$

Nel caso in cui $v_{ed,i}$ dovesse eccedere $v_{rd,c}$ nella sezione di controllo considerata, occorre calcolare un'opportuna armatura a taglio-punzonamento come definito nella EN 1992-1-1, 6.4.5.

Nel presente lavoro, per giungere alla definizione della tensione di taglio sollecitante (v_{ed}), si è assunto come carico concentrato (V_{ed}), quello di una singola ruota di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, da 200 kN applicato nella mezzeria della sezione trasversale facendo riferimento allo Schema di Carico 2. L'impronta di questo carico si è supposta appoggiata al di sopra della pavimentazione e si è ipotizzata una diffusione del carico ad opera della pavimentazione stessa traslando i lati dell'impronta di carico di $2 \cdot d$.

Essendo che devono essere considerate le condizioni di SLU, si è moltiplicato il suddetto carico per un coefficiente amplificativo pari ad 1,35 ottenendo il $V_{ed}(SLU)$ osservabile nei risultati.

Riguardo allo spessore d , è stato assunto pari all'altezza della soletta.

Di seguito, si riportano il calcolo dei parametri necessari per la realizzazione della verifica, nonché i risultati della stessa.

Tabella 3-67 – Verifica a taglio-punzonamento della soletta secondo EN 1992-1-1, 6.4

Parametri		
v	[/]	0,52032
CRd,c(0)	[/]	0,12
k	[/]	2,00
As,long(x)	[φ/m]	5φ16/ml
	[cm ² /m]	10,05
impronta di interesse (x)	[cm]	1212
dx	[cm]	20
ρ _{Lx}	[/]	0,00503
As,trasv(y)	[φ/m]	2φ12/ml
	[cm ² /m]	2,26
impronta di interesse (y)	[cm]	1187
dy	[cm]	18,4
ρ _{Ly}	[/]	0,00123
ρ _l	[/]	0,00248
k ₁	[/]	0,10
σ _{cp}	[/]	0,00

Impronta di carico		
by (u0)	[mm]	350
bz (u0)	[mm]	600,00
u0	[mm]	1900
d	[mm]	192,00
u1	[mm]	4311,52

Verifica u0				Verifica u1			
V _{Ed}	V _{Rd,max}	V _{Ed} /V _{Rd}	Verifica	V _{Ed}	V _{Rd,c}	V _{Ed} /V _{Rd}	Verifica
[N/mm ²]	[N/mm ²]	[/]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[/]	
0,74	5,29	0,14	OK	0,33	0,57	0,57	OK

Come osservabile dai risultati, la verifica è soddisfatta per ambo i perimetri.

4. Valutazione di sicurezza sismica del caso studio

4.1. Normativa di riferimento

La valutazione di sicurezza è stata condotta seguendo le raccomandazioni fornite dai seguenti documenti normativi:

- D.M. 17/01/2018 - Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare n. 7 21/01/2019 - Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- UNI EN 1998-2 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1998-3 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici.

4.2. Livello di conoscenza e Materiali

Le caratteristiche meccaniche dei materiali considerate nel presente lavoro sono il risultato di una campagna di indagine risalente al 2010, di cui è stato recuperato il report. In questa, gli elementi strutturali indagati sono le pile, le spalle e le barre d'armatura dei rispettivi elementi. Di seguito si riporta un riepilogo delle indagini effettuate; il dettaglio delle prove eseguite è mostrato nell'*Appendice A*.

- Pile:
 - n. 2 carotaggi del calcestruzzo
 - n. 2 indagini pacometriche per analisi dell'armatura
 - n. 3 analisi della carbonatazione
 - n. 1 prelievo barre di armatura
 - n. 1 prove di durezza Brinell per barre d'armatura
- Spalle
 - n. 1 carotaggi del calcestruzzo
 - n. 1 prove di durezza Brinell per barre d'armatura

Sulla base della documentazione sopra citata emerge, per il presente caso studio, il raggiungimento del livello di conoscenza dell'opera LC3: conoscenza accurata al quale corrisponde un fattore di confidenza FC=1.

L'applicazione del FC alle proprietà dei materiali si è condotta in coerenza alle prescrizioni fornite dalle NTC 2018, C8.7.2.2 le quali, ai fini delle verifiche di sicurezza dividono gli elementi/meccanismi strutturali in "duttili" e "fragili". Tenendo quindi in considerazione che si è condotta un'analisi dinamica lineare con spettro elastico:

- per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi duttili; le resistenze medie ottenute dalle prove in situ, si sono divise per il fattore di confidenza;
- per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi fragili; le resistenze medie ottenute dalle prove in situ, si sono divise per il fattore di confidenza e per il coefficiente parziale;
- per determinare le sollecitazioni trasmesse dagli elementi/meccanismi duttili a quelli fragili; le resistenze medie degli elementi duttili ottenute dalle prove in situ, si sono moltiplicate per il fattore di confidenza.

Di seguito si riportano i risultati per il calcestruzzo e per l'acciaio.

Calcestruzzo

Tabella 4-1 – Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo

f_{cm}	E_{cm}	FC	γ_c	$f_{cd;M.D.}^{(1)}$	$f_{cd;M.F.}^{(2)}$	ϵ_{cu}
[N/mm ²]	[GPa]	[/]	[/]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[‰]
20	27.09	1	1.5	20	13.33	3.5

(1) resistenza per meccanismi duttili

(2) resistenza per meccanismi fragili

Acciaio

Tabella 4-2 – Caratteristiche meccaniche dell'acciaio

f_y	f_t	E_s	FC	γ_c	$f_{yd;M.D.}$	$f_{yd;M.F.}$	ϵ_{sy}	ϵ_{su}
[N/mm ²]	[N/mm ²]	[GPa]	[/]	[/]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[‰]	[‰]
390	450	200	1	1.15	390	339.13	1.95	40

Infine, si fa notare l'importanza della proprietà di resistenza a taglio G della gomma che costituisce gli apparecchi d'appoggio. Il tema è successivamente esposto nel dettaglio al § 4.6.1.2. Si anticipa che questo è risultato essere un parametro dalla cui variazione consegue un sensibile cambiamento del comportamento dinamico globale della struttura. Tuttavia, a questa importanza non è corrisposta un'adeguata conoscenza della grandezza poiché dalle informazioni reperite non vi sono indicazioni in tal senso. Ci sarebbe inoltre da considerare anche il fatto che si sta parlando di dispositivi di appoggio prodotti ai fini degli anni '60, che possono verosimilmente aver subito fenomeni di degrado. Al netto di questa premessa nel caso in esame, vista comunque la finalità didattica, si è ritenuto verosimile valutare G assumendone un valore pari ad 0.9 MPa e poi pari ad 1.2 MPa, così da poter realizzare dei confronti. Successivamente il valore definitivo che si è adottato risulta $G=1.2$ MPa.

4.3. Azione sismica

Nel presente paragrafo sono descritte le scelte che hanno condotto alla definizione dell'azione sismica associata agli stati limite di verifica limitatamente al caso studio. Per non appesantire la lettura, un quadro più ampio e descrittivo delle prescrizioni normative e delle definizioni delle grandezze trattate è riportato nell'*Appendice B*.

Il ponte oggetto di verifica, sulla base della documentazione in possesso, è considerato un'opera di importanza strategica. A questa importanza, corrisponde una classe d'uso IV alla quale è associato un coefficiente d'uso $C_u=2$. Fissata quindi una vita nominale di progetto pari a $V_N= 50$ anni, corrispondente a costruzioni con livelli di prestazioni ordinari, si è definito il periodo di riferimento $V_R= 100$ anni.

Relativamente agli stati limite, essendo che le verifiche sono state condotte per gli apparecchi di appoggio e per le pile, in accordo alle indicazioni normative sono stati considerati lo stato limite ultimo di collasso (SLC)¹ ed lo stato limite di danno (SLD)².

¹ NTC 2018, 3.2.1: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la struttura conserva un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

² NTC 2018, 3.2.1: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile.

Le NTC 2018, C8.8.2 infatti, rimandando al capitolo 7 della normativa nel quale, al paragrafo 7.2.2, viene esplicitato che per gli appoggi la verifica deve essere condotta all'SLC.

Per quanto riguarda le pile invece non vi è un'imposizione sullo stato limite ultimo da considerare, si è quindi scelto in coerenza agli appoggi, data anche la strategicità dell'opera, di verificare anche quest'ultime all'SLC. Inoltre, questi elementi strutturali devono essere verificati anche in esercizio in termini di resistenza all'SLD poiché il concetto è che il comportamento dei suddetti, a seguito di un sisma di severità corrispondente allo stato limite di danno, debba essere sostanzialmente elastico. Ciò equivale a verificare che l'azione sollecitante in termini di momento sia inferiore al momento di snervamento o in maniera equivalente che la rotazione alla corda in termini di domanda sia inferiore alla corrispondente capacità al limite di snervamento.

Infine, si sottolinea come la normativa richieda anche la verifica in termini di rigidezza allo stato limite operativo (SLO) per le strutture di C.U. IV. Si fa tuttavia notare come queste prescrizioni siano concepite per gli edifici e che una verifica in termini di rigidezza, che si tramuta in una verifica di spostamento, assume significato relativamente ad un danno che si può sviluppare nelle tamponature. Si comprende quindi la perdita di valenza della verifica nel caso di un ponte.

Sulla base degli stati limite fissati, essendo che come si è introdotto precedentemente e come descritto nel dettaglio nel § 4.7, si è realizzata un'analisi dinamica lineare con spettro elastico ($q=1$), l'azione sismica di verifica è stata definita per mezzo dello spettro di risposta elastico in accelerazione combinando le due componenti orizzontali secondo l'espressione proposta dalle NTC 2018, 7.3.5:

$$1.00 \cdot E_x + 1.00 \cdot E_y$$

Gli effetti più gravosi si ricavano dal confronto tra le combinazioni ottenute permutando i coefficienti moltiplicativi. Si sottolinea che è stata trascurata la componente sismica verticale.

Gli spettri di risposta elastici in accelerazione sono stati valutati tramite la funzione integrata nel software SAP 2000, rispettando le prescrizioni delle NTC 2018, tenendo in considerazione le coordinate geografiche del sito di realizzazione del ponte, del periodo di riferimento dell'opera, della natura topografica del sito e del sottosuolo. Riguardo quest'ultimo, sulla base dei risultati delle indagini ai terreni di fondazione dell'opera di cui si è in possesso, è stata associata una categoria di sottosuolo B ed una categoria topografica T1.

Si mostrano di seguito il riassunto delle grandezze sopra descritte e gli spettri in forma grafica. Per il quadro completo di tutte le altre informazioni associate a quest'ultimi, come già detto si rimanda all'*Appendice B*.

Tabella 4-3 – Informazioni sull'opera

Classe d'uso	[/]	IV
Coefficiente d'uso	[/]	2
Vita nominale	[anni]	50
Periodo di riferimento per la costruzione	[anni]	100

Tabella 4-4 – Informazioni del terreno

Latitudine	[°]	43.73
Longitudine	[°]	12.90
Categoria sottosuolo	[/]	B
Categoria topografica	[/]	T1

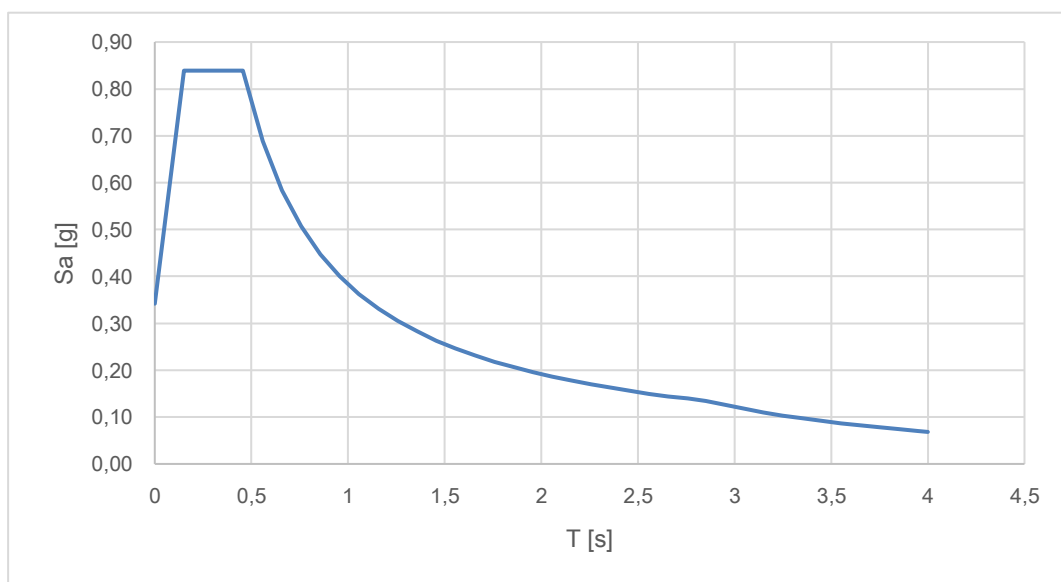


Figura 4-1 – Spettro di risposta allo stato limite di

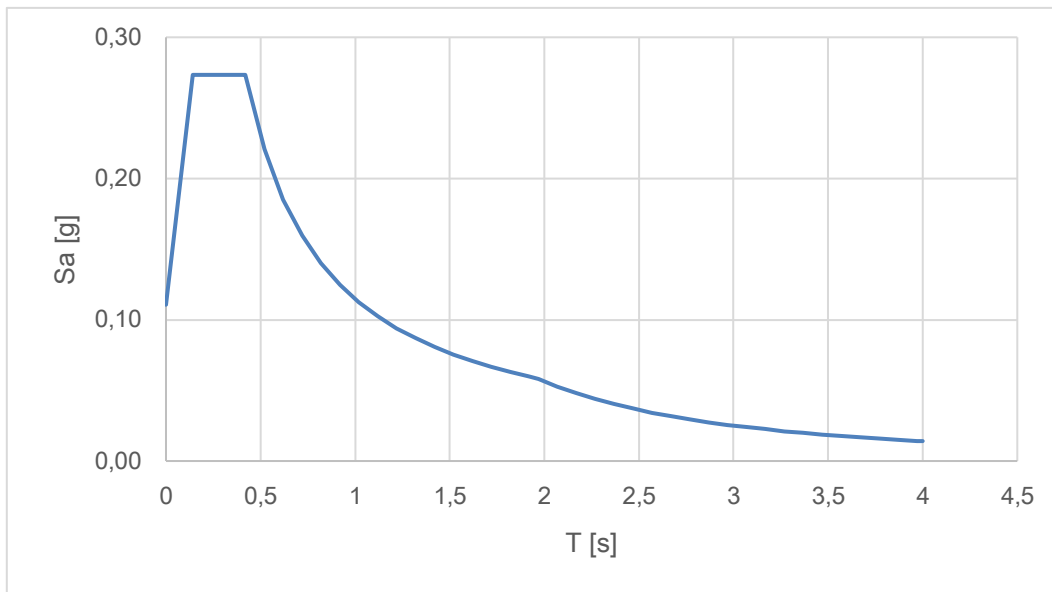


Figura 4-2 – Spettro di risposta elastico allo stato limite di danno

4.4. Analisi dei carichi

L'analisi dei carichi è stata condotta sulla base della geometria dell'opera desunta dagli elaborati progettuali originali, i quali sono avvalorati dalle informazioni risultanti dalla documentazione reperita nella quale viene dichiarato che l'opera, a seguito di indagini di rilievo visivo e di verifiche a campione, è conforme a quanto riportato negli elaborati in oggetto.

Il calcolo è stato realizzato in maniera funzionale all'approccio di modellazione adottato andando a distribuire tutti i carichi sulla lunghezza dell'intera campata pari a 30 m, ritenendo quest'ultima un'approssimazione lecita. Il peso totale al metro lineare risulta $W_{totale} = 249.01$ kN/m. Di seguito, si espone una legenda degli elementi che si sono considerati come carico ed il rispettivo calcolo.

Impalcato:

Per computare il peso proprio dell'impalcato, avendo realizzato una modellazione in cui questo è schematizzato tramite un elemento frame, si è fatto riferimento alla sezione trasversale corrente; quest'ultima, come osservabile in Figura 4-3, intesa come la sezione costituita dalle 5 travi collegate dalla soletta al netto delle costole e dei traversi poiché computati separatamente.

Tabella 4-5 Peso impalcato

$A_{trasversale}$	γ_{cls}	$W_{impalcato}$
[m ²]	[kN/m ³]	[kN/m]
7.225	25.00	181.38

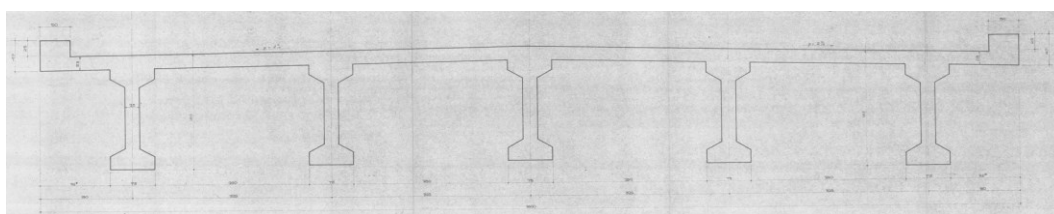


Figura 4-3 Sezione trasversale corrente dell'impalcato

Pavimentazione stradale:

Tabella 4-6 – Peso pavimentazione stradale

$A_{\text{trasversale}}$	H	γ_{bitume}	$W_{\text{pavimentazione stradale}}$
[m ²]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m]
2.25	0.15	20.00	45.00

Ringrossi di testata:

Essendo che il peso delle travi longitudinali nella loro geometria corrente è stato computato nella voce "Impalcato", qui rientrano solamente i ringrossi poiché a partire da entrambe le estremità, le travi presentano una sezione rettangolare per 1.00 m che poi si rastrema linearmente in un tratto di lunghezza pari ad 1.00 m sino a giungere alla geometria della sezione corrente. Tale geometria, per semplicità, è stata schematizzata immaginando un ringrosso costante per 1.50 m.

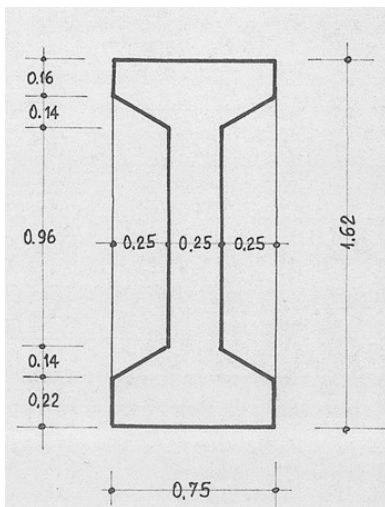


Figura 4-4 – Sezione trave

Tabella 4-7 – Peso ringrossi d'estremità

$A_{\text{trasversale}}$	$L_{\text{longitudinale}}$	n°	γ_{cls}	$W_{\text{totale, ringrossi}}$
[m ²]	[m]	[/]	[kN/m ³]	[kN/m]
0.275	1.50	20	25.00	6.875

Barriere di sicurezza:

In questa voce è computato il carico derivante dalle barriere di sicurezza laterali di sinistra e destra e dello spartitraffico centrale. Considerando un peso al m di 1 kN/m per ogni elemento:

$$W_{\text{barriere di sicurezza}} = 3.00 \text{ kN/m}$$

Costole correnti

In corrispondenza del punto in cui i traversi incidono sulle travi longitudinali vi è una costola del tutto analoga al ringrosso sopra definito.

Tabella 4-8 – Peso costole correnti

A _{trasversale}	L _{longitudinale}	n°	γ _{cls}	W _{totale, costole correnti}
[m ²]	[m]	[/]	[kN/m ³]	[kN/m]
0.275	0.265	30	25.00	1.822

Traversi

Tabella 4-9 – Peso traversi

L _{trasversale}	L _{longitudinale}	H	A _{trasversale}	n°	γ _{cls}	W _{totale, traversi}
[m]	[m]	[m]	[m ²]	[/]	[kN/m ³]	[kN/m]
2.50	0.25	1.05	2.625	20	25.00	10.94

4.5. Combinazione delle azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite, è adottata la combinazione sismica delle azioni secondo quanto prescritto dalle NTC 2018, 2.5.3:

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

dove:

- E azione sismica per lo stato limite considerato;
- G_i carichi permanenti i=1 portanti, i=2 portati;
- P precompressione, non presente poiché le verifiche condotte riguardano le sottostrutture, le quali sono elementi in c.a.;
- Q_{kj} azioni variabili;

ψ_{2j} = coefficienti di combinazione. Questi per i ponti stradali sono riportati nelle NTC 2018, tab. 5.2.VI di seguito riportata, per completezza.

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	gr_1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	gr_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	gr_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

Figura 4-5 – Coefficienti di combinazione ψ delle azioni (NTC 2018, Tab. 5.2.VI)

Per quanto riguarda l'azione sismica, questa è stata valutata tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali, vd. § 4.6.2, secondo la seguente equazione:

$$G_1 + G_2 + P + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

4.6. Modello agli elementi finiti

4.6.1. Descrizione del modello strutturale

Per l'analisi del viadotto è stato realizzato un modello numerico tridimensionale³ riducendo lo schema di impalcato a graticcio in quello a spina, in Figura 4-6 ne è mostrata un'immagine, utilizzando il software SAP2000. Tale schematizzazione risulta lecita a patto che, come esposto nel seguito, siano poi assegnate le corrette proprietà al frame che rappresenta l'impalcato.

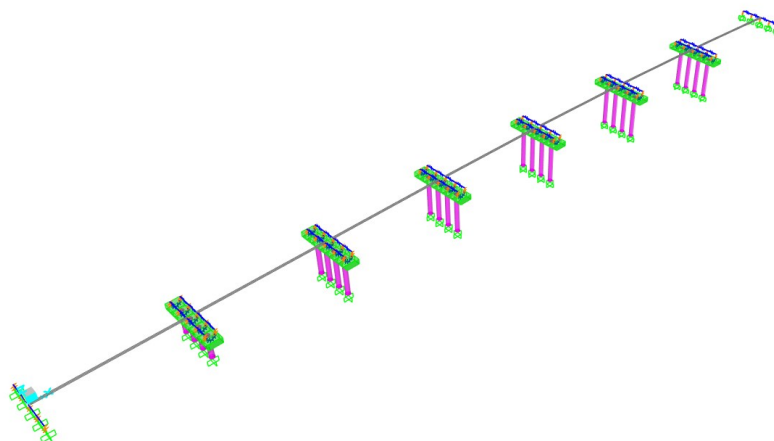


Figura 4-6 - Vista estrusa del modello in SAP 2000

Nel software, è stato scelto come sistema di riferimento globale quello costituito dall'asse X diretto parallelamente allo sviluppo longitudinale dell'opera; dall'asse Y trasversale e dall'asse Z verticale.

Il ponte, presenta una curvatura in pianta, di cui si è tenuto in considerazione nella modellazione.

³ L'identificazione dei frame, utile per distinguere gli elementi nei risultati delle verifiche, è mostrata in *Appendice C*.

4.6.1.1. Impalcato

L'impalcato, come anticipato, è stato modellato per mezzo di una schematizzazione con un elemento frame al quale sono state associate le proprietà in termini di sezione ed inerzia corrispondenti all'intero impalcato, considerandone la geometria trasversale corrente ovvero quella al netto dei traversi, delle costole correnti e dei ringrossi di estremità. Agli elementi frame così definiti sono quindi state annullate la massa ed il peso⁴ e sono stati assegnati i carichi uniformemente distribuiti come definiti al § 4.4.

Inoltre, ai frame dell'impalcato, sono stati introdotti dei rilasci al momento attorno all'asse Y globale, ossia quello che nel software viene indicato con M3. Si trova spiegazione in tale scelta nel fatto che lo schema statico dell'opera, dal punto di vista dei carichi verticali, può essere considerato di travi in semplice appoggio.

Il suddetto schema statico invece non è replicabile nel piano dell'impalcato poiché, in questo caso, bisogna immaginare l'impalcato stesso come un elemento solidale costituito dalle travi che sono collegate dai traversi e dalla soletta, che poggia su degli appoggi elastomerici in gomma armata i quali poggiano a loro volta sul pulvino da cui poi si sviluppano le pile. Proprio gli appoggi, per loro natura, da un lato permettono le rotazioni e le traslazioni in una qualsiasi direzione del loro piano ma contemporaneamente sviluppano delle reazioni antagoniste che tendono a riportare gli apparecchi nella loro configurazione indeformata. Dunque, loro caratteristica, è quella di trasmettere delle spinte orizzontali di intensità proporzionale alle traslazioni che parallelamente si verificano tra i loro piani superiore e inferiore. Si capisce quindi che appoggi di questo tipo si comportano sia come appoggi fissi con un limite in termini di forza orizzontale sia come appoggi mobili con un limite in termini di deformazione a taglio. Alla luce di ciò, si rende necessario considerare una configurazione iperstatica della struttura e dunque il rilascio al momento M2 non è stato inserito.

Infine, si fa presente che non è stata computata l'eccentricità accidentale a livello di impalcato.

Di seguito, in Figura 4-7, si mostrano le proprietà assegnate al frame che rappresenta l'impalcato.

⁴ Perché altrimenti, assegnando i carichi, si sarebbero considerate due volte le masse sismiche.

Property Data

Section Name: Impalcato

Properties

Cross-section (axial) area	7.255	Section modulus about 3 axis	2.1031
Moment of Inertia about 3 axis	2.7508	Section modulus about 2 axis	20.4824
Moment of Inertia about 2 axis	163.8594	Plastic modulus about 3 axis	3.282
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	29.7124
Shear area in 2 direction	2.7407	Radius of Gyration about 3 axis	0.6158
Shear area in 3 direction	3.7512	Radius of Gyration about 2 axis	4.7524
Torsional constant	0.2496	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

OK Cancel

Figura 4-7 Proprietà della sezione fornite in input al SAP 2000

4.6.1.2. Dispositivi d'appoggio

Si è scelto di modellare i 5 dispositivi singolarmente sulla base della loro posizione spaziale e si è realizzato il collegamento tra essi ed il frame longitudinale che rappresenta l'impalcato per mezzo di link infinitamente rigidi – vedi Figura 4-8. Anche gli appoggi sono stati modellati come dei link ma aventi delle proprietà di rigidità nel piano, poiché l'elemento deve possedere una certa deformazione tagliante. Risultano quindi essere delle molle infinitamente elastiche nel piano orizzontale mentre verticalmente dei link infinitamente rigidi.

Si sottolinea che l'altezza dei link che rappresentano gli appoggi è pari alla distanza che vi è tra il baricentro dell'impalcato, considerando la sua sezione trasversale corrente, e l'estradosso del pulvino. Questo è fondamentale poiché una non corretta modellazione di questo aspetto comporterebbe un errato posizionamento della massa sismica che risiede al livello dell'impalcato.

Anche la definizione delle proprietà di rigidità di cui sopra è di fondamentale importanza poiché, come già esposto, essendo tali dispositivi deformabili sotto le azioni orizzontali, influenzano il comportamento dinamico della struttura e quindi devono essere modellati in modo da fornire al sistema l'effettiva rigidità orizzontale del collegamento impalcato-sottostruttura. Come già introdotto nel § 4.2, per il presente caso studio non si ha conoscenza del modulo di elasticità tangenziale G della gomma poiché dalle informazioni reperite non vi sono indicazioni in tal senso. Inoltre, altro aspetto da

considerare risiederebbe nel fatto che si sta parlando di dispositivi di appoggio risalenti alla fine degli anni '60, che possono aver risentito di fenomeni di degrado. Con la consapevolezza di tale criticità, nel caso in esame si è optato per un valore di G che rientrasse nei valori usuali dei dispositivi in commercio. Per quantificare l'influenza della grandezza in oggetto sul comportamento della struttura, approfondita nel § 4.7.1, si è scelto comunque di condurre due modellazioni con due differenti valori di rigidezza dei link, riportati in Tabella 4-10, e successivamente si è assunto come valore di riferimento $G=1.2$ N/mm².

Essendo che si sta parlando di dispositivi elastomerici armati, la rigidezza fornita in input al SAP2000 è stata definita considerando la sola altezza di gomma, secondo la seguente equazione:

$$K_h = \frac{G \cdot A}{n \cdot s_i}$$

dove:

G modulo di elasticità tangenziale

A area della sezione

$n \cdot s_i$ altezza della sola gomma

Tabella 4-10 Proprietà assunte per gli appoggi

Soluzione	G	A	H _{sola gomma}	K _{input,SAP}
[/]	[N/mm ²]	[m ²]	[m]	[kN/m]
1	0.9	0.26	0.036	6500
2	1.2			8666.67

4.6.1.3. Pile

Come mostrato in Figura 4-8, dall'estradosso del pulvino, il quale è posto in corrispondenza dell'estremo inferiore del link rappresentante l'i-esimo appoggio (in arancione), si è modellato per ognuno di questi, un link infinitamente rigido diagonale (in blu) che giunge fino al frame che rappresenta l'asse del pulvino (in verde) dal quale poi sono stati modellati i frame verticali rappresentanti i 4 fusti di ogni pila (in magenta).

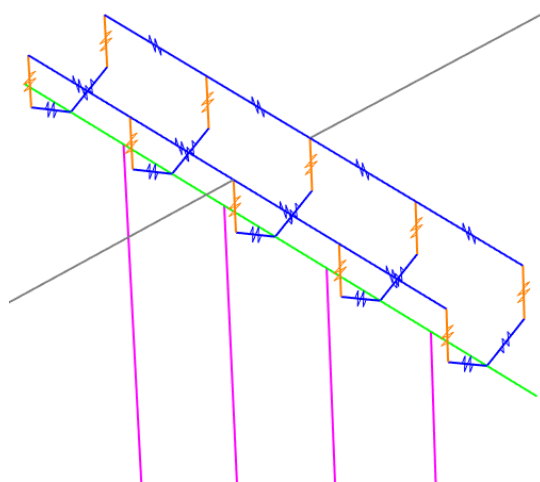


Figura 4-8 – Particolare della modellazione in corrispondenza della pila

Riguardo alle pile, le prescrizioni sismiche delle NTC 2018, 7.9.3 che competono ai ponti di nuova realizzazione ma che vengono chiamate in causa anche per i ponti esistenti nelle NTC 2018, C8.8.4, richiedono di valutare la rigidezza degli elementi tenendo conto del loro effettivo stato di fessurazione. Si fa presente però come la normativa non fornisca indicazioni precise su come effettuare la valutazione, l'unico suggerimento in tal senso lo si trova nel paragrafo 7.2.6 della suddetta norma il quale però non è specifico dei ponti e si limita a riportare quanto segue: <<nel rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali si deve tener conto della fessurazione. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in muratura, calcestruzzo armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati>>.

L'indicazione fornita dalla normativa assume significato nel presente lavoro in conseguenza al fatto che, per sezioni in calcestruzzo armato, assumere un valore di rigidezza corrispondente a quello del ramo iniziale della sezione non fessurata è appropriato solamente per livelli di azione sismica molto ridotti. Basandosi sulla letteratura, la procedura che si è adottata per tener conto che le pile agli stati limite di riferimento si

fessurano, consiste nell'andare a definire, nel diagramma momento-curvatura $M-\chi$ della sezione, la rigidezza secante passante dall'origine e dal punto di primo snervamento.

Il primo snervamento è definito nel diagramma $M-\chi$ come quel punto al quale corrisponde lo snervamento dell'acciaio o il raggiungimento del livello $\epsilon_c=0.002$ nella fibra della sezione più estrema rispetto all'asse neutro di calcestruzzo soggetto a compressione; quello che si verifica prima regola il punto in oggetto. Il momento e la curvatura in tale punto si nominano rispettivamente M_y e χ'_y , come osservabile in Figura 4-9.

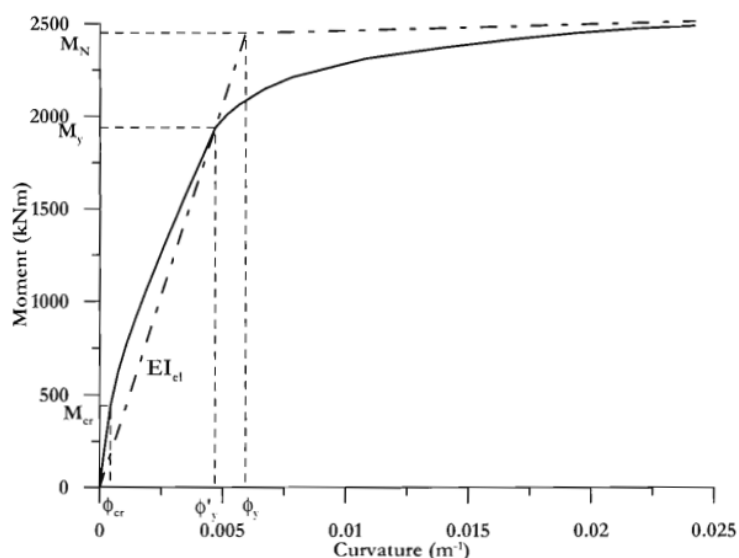


Figura 4-9 – Diagramma momento-curvatura di una generica sezione

La rigidezza secante di interesse risulta essere quella che in Figura 4-9 è nominata come EI_{el} , definibile tramite la seguente equazione:

$$EI_{el} = \frac{M_y}{\chi'_y}$$

L'applicazione della teoria appena esposta nel caso in analisi si è condotta partendo dalla definizione del diagramma momento-curvatura della sezione. Si fa osservare come questo sia influenzato dal livello di compressione alla quale la sezione è soggetta quindi, idealmente, risulterebbe un valore di rigidezza differente per ogni singolo fusto di ogni pila. Inoltre, c'è da chiedersi qual è la combinazione dei carichi da utilizzare per definire lo sforzo assiale sulle pile, se quella riferita ai soli carichi verticali in combinazione sismica oppure se quella in cui vi è anche l'input sismico, il quale comporta su ogni fusto un valore di N_{max} ed N_{min} . Essendo che il concetto dietro alla riduzione della rigidezza è conseguente alla presenza del sisma, verrebbe naturale considerare lo sforzo assiale derivante dalla presenza dell'input sismico. Tuttavia, la N varia al variare del livello di rigidezza che si considera, risulterebbe quindi un problema di complessa gestione. Alla

luce di ciò, si è scelto ritenendo l'approssimazione lecita, di riferirsi allo sforzo assiale generato dai carichi verticali (denominato CV_SISMA) e di non distinguere il livello dello sforzo assiale per ogni fusto poiché, si è verificato che questa differenziazione avrebbe portato ad una variazione delle grandezze di interesse trascurabile. In conclusione, il valore di sforzo assiale che è stato assunto è pari a quello massimo di compressione agente alla base tra tutte le pile.

Si mostra di seguito, in forma grafica, il diagramma momento-curvatura risultante dall'utilizzo del software VcaSlu. Per il quadro delle informazioni associate al diagramma, si rimanda all'Appendice D.

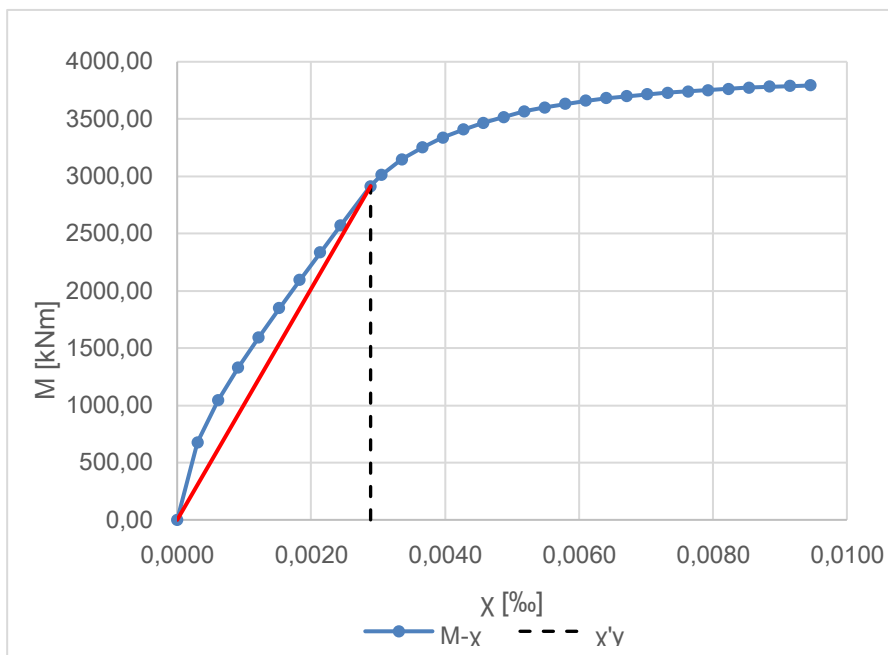


Figura 4-10 – Diagramma momento-curvatura della sezione analizzata

Note le informazioni necessarie dal diagramma momento-curvatura, è stato possibile calcolare il fattore % del momento d'inerzia, in riferimento al valore iniziale. Questo fattore risulta essere il dato di input nel SAP2000. Si riporta di seguito il calcolo, poi arrotondato a 0.40.

Tabella 4-11 – Definizione Jelastica

E_{cls}	M_y	χ'_y	$J_{elastica}$	$J_{iniziale}$	Fattore % di calcolo	Fattore % SAP
[Gpa]	[kNm]	[m-1]	[m4]	[m4]	[/]	[/]
27.09	2913.89	0.00289	0.04	0.1018	0.37	0.40

L'approccio appena mostrato presenta tuttavia una problematica legata al fatto che, andare ad assegnare il fattore calcolato all'intero fusto della generica pila, significherebbe implicitamente assumere che il M_{ed} supera il valore di snervamento lungo tutta l'altezza del generico fusto, cosa che non accade e che porterebbe all'imposizione di una rigidità al sistema non veritiera. Inoltre, vi è un'ulteriore complicanza generata dal diverso comportamento che posseggono i fusti lungo la direzione longitudinale e trasversale. In particolare, sotto un'azione orizzontale, lungo la direzione globale X i fusti si deformano come una mensola mentre trasversalmente tendono ad avere una deformata tipica di un elemento doppiamente incastrato. Da ciò, il tratto di fusto nel quale $M_{ed} > M_y$ è differente tra la direzione longitudinale (dalla base per una certa altezza) e la direzione trasversale (dalla base per una certa altezza e dalla testa per una certa altezza).

Per cercare di tenere in considerazione queste complicazioni, si è optato per incrementare il fattore % del 20%, ottenendo 0.50. Non avendo però tale assunzione un riferimento in letteratura, al fine di realizzare poi dei confronti sull'incidenza del parametro sul comportamento dinamico della struttura, si è ricercato un ulteriore approccio, individuato in quanto di seguito esposto.

Si è definito il fattore %, scelto poi come valore di riferimento a seguito della valutazione dei risultati dell'analisi dinamica modale riportata al § 4.7.1, mediante l'utilizzo del diagramma fornito dalle NTC 2018, C7.2.6, riportato in Figura 4-11. Per mezzo di tale grafico, in funzione del fattore di comportamento q , la normativa permette di definire un coefficiente riduttivo della rigidità denominato coefficiente di fessurazione α_f . Tale coefficiente è espresso in funzione del carico assiale N e del fattore di comportamento q adottati per la progettazione allo SLU.

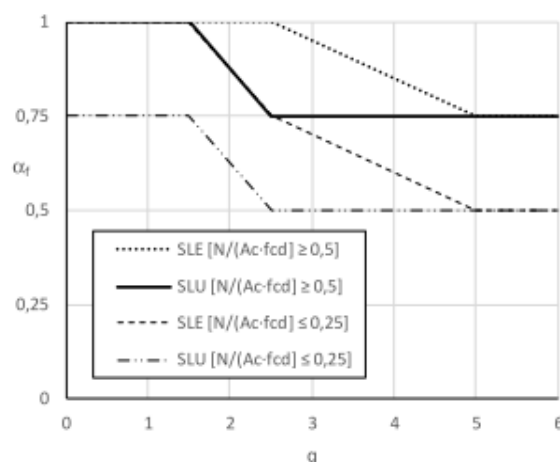


Figura 4-11 – Coefficiente di fessurazione secondo NTC 2018, Fig. C7.2.5

Si ricorda che il fattore di comportamento q rappresenta la capacità dissipativa che ha una costruzione nel suo insieme, è quindi associato alla duttilità strutturale globale. Poiché si sta parlando di una costruzione esistente, non si conosce l'entità di tale parametro; occorrerebbe svolgere un'analisi statica non lineare (push-over) dal cui output della curva di capacità sarebbe possibile determinarlo. Nel presente lavoro, avendo come finalità l'effettuare una stima di tale parametro, si è ritenuto lecito basarsi sulla duttilità di sezione definita come il rapporto tra la curvatura ultima e la curvatura di snervamento a seguito della bilinearizzazione del diagramma $M-\chi$ riportato in Figura 4-10. Dunque, entrando nel grafico di normativa con un valore di duttilità pari a 2 ed intersecando la curva associata al medesimo sforzo assiale adottato per definire il diagramma $M-\chi$, è stato stimato un coefficiente di fessurazione $\alpha_f=0.60$.

4.6.1.4. Fondazioni

Alla base delle pile, si è inserito un vincolo di incastro poiché la fondazione, realizzata tramite zattera su pali di grande diametro, si può realisticamente considerare in grado di vincolare le rotazioni alla base dei fusti. In corrispondenza delle spalle, invece, si sono imposti vincoli di incastro alla base dei link rappresentanti gli appoggi poiché la spalla può essere assimilata ad un elemento massivo anch'esso molto rigido.

4.6.1.5. Nomenclatura modelli

A seguito della variazione che si è imposta ad alcune grandezze, di cui si è parlato nei paragrafi precedenti, sono stati realizzati diversi modelli. Se ne riporta nel seguito, in Tabella 4-12, un quadro con la rispettiva nomenclatura, così da rendere di semplice comprensione il riferimento nella successiva esposizione del lavoro.

Tabella 4-12 – Indicazione dei modelli realizzati con le proprietà associate ad essi

Nomenclatura	G_{gomma} [MPa]	J_{elastica}
Modello 1.0	0.9	J_{iniziale}
Modello 1.1		$0.4J_{\text{iniziale}}$
Modello 1.2		$0.5J_{\text{iniziale}}$
Modello 1.3		$0.6J_{\text{iniziale}}$

Modello 2.0	1.2	0.5J _{iniziale}
Modello 2.1		0.6J _{iniziale}

4.6.2. Descrizione della sorgente di massa

Ai fini dell'analisi sismica è stato necessario definire in maniera appropriata la sorgente di massa all'interno del software.

Si mostra in Figura 4-12 la sorgente di massa che è stata definita nel SAP 2000 per il presente lavoro. Si può osservare come siano state incluse tutte le masse dovute al peso proprio degli elementi per mezzo della spunta alla voce "Element Self Mass and Additional Mass". Tramite questa opzione però non si è computata la massa associata al peso proprio dell'impalcato poiché, come descritto al § 4.6.1.1, alle proprietà della sezione rappresentante quest'ultimo sono state annullate la massa ed il peso. La massa sismica derivante dal peso proprio dell'impalcato e degli elementi su di esso presenti è stata invece computata opzionando la voce "Specified Load Patterns" e specificando il Load Pattern denominato "Impalcato", il quale racchiude in sé il carico definito nell'analisi dei carichi al § 4.4.

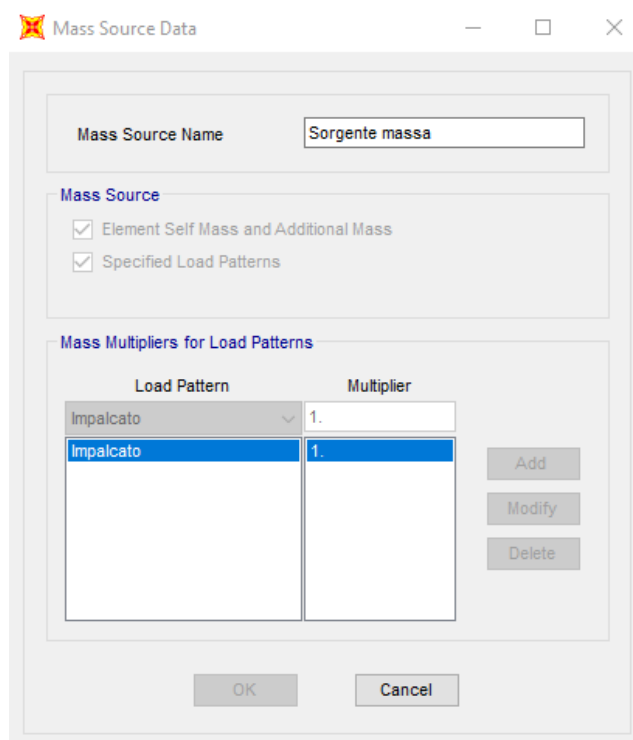


Figura 4-12 – Sorgente di massa SAP2000

4.6.3. Combinazioni di carico

Sono mostrate le combinazioni di carico definite all'interno del software di calcolo con la rispettiva nomenclatura.

- CV_SISMA: rappresenta i pesi propri degli elementi ed i carichi verticali secondo i coefficienti della combinazione sismica;
- SISMA_X_SLC: rappresenta la combinazione sismica in cui, oltre ai carichi verticali è applicato, per mezzo dello spettro in accelerazione elastico riferito allo SLC, il sisma in direzione X al 100% ed il sisma in direzione Y al 30%;
- SISMA_Y_SLC: rappresenta la combinazione sismica in cui, oltre ai carichi verticali è applicato, per mezzo dello spettro in accelerazione elastico riferito allo SLC, il sisma in direzione X al 30% ed il sisma in direzione Y al 100%;
- SISMA_X_SLD: rappresenta la combinazione sismica in cui, oltre ai carichi verticali è applicato, per mezzo dello spettro in accelerazione elastico riferito allo SLD, il sisma in direzione X al 100% ed il sisma in direzione Y al 30%;
- SISMA_Y_SLD: rappresenta la combinazione sismica in cui, oltre ai carichi verticali è applicato, per mezzo dello spettro in accelerazione elastico riferito allo SLD, il sisma in direzione X al 30% ed il sisma in direzione Y al 100%;
- INVILUPPO_SLC: rappresenta la combinazione sismica in cui sono involuppati gli effetti delle precedenti combinazioni allo SLC.

4.7. Analisi dinamica lineare con spettro elastico

Le NTC 2018, C8.8.5.2 permettono per i ponti esistenti, tra i vari metodi di analisi, di realizzare un'analisi dinamica lineare con spettro elastico ($q=1$) in coerenza con le regole introdotte dalla stessa normativa per gli edifici esistenti, al paragrafo C8.7.2.2.2. Le modalità di applicazione dell'analisi risultano le stesse delle nuove costruzioni, riportate nelle NTC 2018, 7.3.3.1. In particolare, l'analisi consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta elastico, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Concettualmente il fine è quello di determinare gli effetti dell'azione sismica tenendo in considerazione le caratteristiche dinamiche della struttura. Per poter valutare con sufficiente precisione i suddetti effetti, devono essere considerati tutti i modi di vibrare con massa partecipante significativa. In quest'ottica, la normativa, prescrive di considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia almeno dell'85%.

In aggiunta, poiché si sta parlando di una struttura esistente, occorre verificare un'altra indicazione. Citando la normativa: <<considerando tutti gli elementi primari della struttura e indicato, per l' i -esimo di tali elementi, con $\rho_i=D_i/C_i$ il rapporto tra il momento flettente D_i fornito dall'analisi della struttura soggetta alla combinazione di carico sismica e il corrispondente momento resistente C_i (valutato in presenza dello sforzo normale relativo alle condizioni di carico gravitazionali), il coefficiente di variazione di tutti i $\rho_i \geq 1$ non deve superare il valore di 0.5>>.

Tale verifica, nel presente lavoro, è stata condotta riferendosi alle pile sulla base del Modello 2.1⁵. È necessario osservare che le pile risultano soggette a presso-flessione deviata in condizioni sismiche. Il confronto capacità-domanda è stato quindi condotto in maniera semplificata eseguendo, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, una verifica a presso-flessione retta con la capacità a flessione della pila ridotta del 30%; semplificazione ammessa dalle NTC 2018, 7.4.4.2.1.

⁵ Vd. § 4.6.1.5

Nel seguito vengono esposti i risultati, per il listato completo si rimanda all'Appendice E.

Tabella 4-13 Verifica del coefficiente di variazione sui $\rho \geq 1$

Verifica sui ρ_3				
N	ρ_m	σ_ρ	σ_{ρ^*}	$\sigma_{\rho^*} < 0.5$
24.00	1.63	0.31	0.19	VERIFICATO
Verifica sui ρ_2				
N	ρ_m	σ_ρ	σ_{ρ^*}	$\sigma_{\rho^*} < 0.5$
20.00	1.76	0.36	0.21	VERIFICATO

dove:

- ρ_i rapporto tra domanda e capacità in direzione longitudinale ($i=1$), direzione trasversale ($i=2$);
- N numero di pile;
- ρ_m valore medio del rapporto;
- σ_ρ scarto quadratico medio;
- σ_{ρ^*} coefficiente di variazione, pari al rapporto tra lo scarto quadratico medio e la media aritmetica.

Infine, si mette in luce un'incongruenza presente nelle NTC2018, C8.8.5.2. In questo paragrafo, come detto, sono presenti le indicazioni per condurre l'analisi lineare dinamica relativamente ai ponti esistenti tra le quali, citando le parole di normativa: <<occorre altresì soddisfare i requisiti con riferimento ai ponti di nuova realizzazione al §7.9.4.1>>. L'incongruenza risiede nel fatto che il paragrafo 7.9.4.1 fornisce i requisiti necessari per applicare l'analisi statica lineare. A confermare il refuso vengono in aiuto le precedenti NTC 2008, C8A.8.6.1, nelle quali la prescrizione in oggetto è indicata nel paragrafo dedicato all'analisi lineare statica.

4.7.1. Analisi dinamica modale

Per rispettare le prescrizioni normative di applicabilità dell'analisi, sono stati considerati 65 modi di vibrare. Nel presente paragrafo vengono mostrati i risultati più significativi dell'analisi condotta per ogni modello definito, al fine di mettere in luce le differenze generate dalle variazioni parametriche descritte nel § 4.6.1.5. Gli output completi, sono riportati in *Appendice F*.

4.7.1.1. Modello 1.0

Modello al quale sono associate le proprietà di $E_{J_{elastica}}=E_{J_{iniziale}}$ alle pile ed un modulo elastico tangenziale degli appoggi $G=0.9$ MPa.

StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	1.53	0.54	0.00	0.54	0.00	0.00	0.00
Mode	3	0.94	0.10	0.00	0.64	0.00	0.00	0.00
Mode	4	0.90	0.00	0.59	0.64	0.59	0.14	0.14
Mode	5	0.82	0.00	0.03	0.64	0.62	0.30	0.44
Mode	7	0.77	0.00	0.16	0.65	0.78	0.00	0.44
Mode	9	0.72	0.00	0.00	0.70	0.78	0.19	0.63
Mode	11	0.70	0.00	0.09	0.70	0.87	0.03	0.67
Mode	12	0.69	0.00	0.03	0.70	0.90	0.22	0.89
Mode	65	0.02	0.06	0.00	0.87	1.00	0.00	1.00

4.7.1.2. Modello 1.1

Modello al quale sono associate le proprietà di $E_{J_{elastica}}=0.4E_{J_{iniziale}}$ alle pile ed un modulo elastico tangenziale degli appoggi $G=0.9$ MPa.

StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	2.01	0.57	0.00	0.57	0.00	0.00	0.00
Mode	3	1.13	0.00	0.65	0.57	0.65	0.12	0.12
Mode	4	1.03	0.09	0.00	0.67	0.65	0.00	0.12
Mode	5	0.96	0.00	0.02	0.67	0.67	0.36	0.48
Mode	7	0.84	0.00	0.14	0.67	0.82	0.00	0.48
Mode	8	0.76	0.00	0.00	0.67	0.82	0.18	0.66

Mode	10	0.71	0.00	0.10	0.71	0.92	0.04	0.71
Mode	12	0.69	0.00	0.02	0.71	0.94	0.21	0.92
Mode	65	0.02	0.06	0.00	0.87	1.00	0.00	1.00

4.7.1.3. Modello 1.2

Modello al quale sono associate le proprietà di $EJ_{elastica}=0.5EJ_{iniziale}$ alle pile ed un modulo elastico tangenziale degli appoggi $G=0.9$ MPa.

StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	1.89	0.56	0.00	0.56	0.00	0.00	0.00
Mode	3	1.06	0.00	0.63	0.57	0.63	0.13	0.13
Mode	4	1.01	0.09	0.00	0.66	0.63	0.00	0.13
Mode	5	0.92	0.00	0.03	0.66	0.66	0.34	0.47
Mode	7	0.82	0.00	0.15	0.66	0.81	0.00	0.47
Mode	9	0.75	0.00	0.00	0.71	0.81	0.19	0.66
Mode	10	0.70	0.00	0.10	0.71	0.91	0.04	0.70
Mode	12	0.69	0.00	0.02	0.71	0.93	0.21	0.91
Mode	65	0.02	0.06	0.00	0.87	1.00	0.00	1.00

4.7.1.4. Modello 1.3

Modello al quale sono associate le proprietà di $EJ_{elastica}=0.6EJ_{iniziale}$ alle pile ed un modulo elastico tangenziale degli appoggi $G=0.9$ MPa.

StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	1.79	0.56	0.00	0.56	0.00	0.00	0.00
Mode	3	1.01	0.00	0.61	0.56	0.61	0.13	0.13
Mode	4	0.99	0.09	0.01	0.66	0.62	0.00	0.13
Mode	5	0.89	0.00	0.03	0.66	0.65	0.33	0.46
Mode	7	0.81	0.00	0.15	0.66	0.80	0.00	0.46
Mode	8	0.75	0.05	0.00	0.71	0.80	0.00	0.46
Mode	9	0.74	0.00	0.00	0.71	0.81	0.19	0.66
Mode	10	0.70	0.00	0.10	0.71	0.90	0.03	0.69
Mode	12	0.69	0.00	0.02	0.71	0.93	0.22	0.91

Mode	65	0.02	0.06	0.00	0.87	1.00	0.00	1.00
------	----	------	------	------	-------------	-------------	------	-------------

4.7.1.5. Modello 2.0

Modello al quale sono associate le proprietà di $EJ_{elastica}=0.5EJ_{iniziale}$ alle pile ed un modulo elastico tangenziale degli appoggi $G=1.2$ MPa.

StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	1.77	0.57	0.00	0.57	0.00	0.00	0.00
Mode	3	1.00	0.00	0.65	0.58	0.65	0.12	0.12
Mode	4	0.90	0.09	0.00	0.67	0.65	0.00	0.12
Mode	5	0.85	0.00	0.02	0.67	0.68	0.36	0.48
Mode	7	0.74	0.00	0.13	0.67	0.82	0.00	0.48
Mode	8	0.66	0.00	0.00	0.67	0.83	0.20	0.68
Mode	10	0.61	0.00	0.10	0.71	0.93	0.04	0.72
Mode	12	0.60	0.00	0.02	0.71	0.94	0.20	0.92
Mode	65	0.02	0.00	0.00	0.87	1.00	0.00	1.00

4.7.1.6. Modello 2.1

Modello al quale sono associate le proprietà di $EJ_{elastica}=0.6EJ_{iniziale}$ alle pile ed un modulo elastico tangenziale degli appoggi $G=1.2$ MPa

StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	1.68	0.57	0.00	0.57	0.00	0.00	0.00
Mode	3	0.95	0.00	0.64	0.57	0.64	0.12	0.12
Mode	4	0.88	0.09	0.00	0.66	0.64	0.00	0.12
Mode	5	0.82	0.00	0.03	0.66	0.67	0.35	0.47
Mode	7	0.72	0.00	0.15	0.67	0.82	0.00	0.47
Mode	9	0.65	0.00	0.00	0.71	0.82	0.18	0.67
Mode	10	0.61	0.00	0.10	0.71	0.92	0.04	0.71
Mode	12	0.60	0.00	0.02	0.71	0.94	0.21	0.92
Mode	65	0.02	0.06	0.00	0.87	1.00	0.00	1.00

4.7.1.7. Conclusioni analisi dinamica modale

I risultati esposti mostrano come il comportamento dinamico della struttura, a seguito delle variazioni parametriche, mantenga una tendenza in termini di natura delle forme modali, anche se con delle variazioni, in alcuni modi, in termini di percentuale di massa partecipante.

La grande influenza conseguente alla variazione delle grandezze la si ritrova invece nei periodi associati ai vari modi di vibrare, il che si traduce in una differente rigidezza del ponte. Questo trova spiegazione nel fatto che si è operato su parametri di rigidezza degli elementi i quali, producono poi degli effetti a livello globale. Ad esempio, la Tabella 4-14 mostra come per il primo modo di vibrare della struttura risulti una riduzione del periodo all'aumentare della EJ e del G assegnato rispettivamente alle pile e agli appoggi. Il periodo passa infatti da 2.01 s nel "Modello 1.1" ad 1.68 s nel "Modello 2.1".

Tabella 4-14 – Variazione primo modo di vibrare in funzione della variazione parametrica

Nomeclatura Modello	G_{appoggi}	$EJ_{\text{elastica,pile}}$	Periodo 1° modo
[/]	[MPa]	[/]	[s]
Modello 1.0	0.9	EJ_{iniziale}	1.53
Modello 1.1	0.9	$0.4EJ_{\text{iniziale}}$	2.01
Modello 1.2	0.9	$0.5EJ_{\text{iniziale}}$	1.89
Modello 1.3	0.9	$0.6EJ_{\text{iniziale}}$	1.79
Modello 2.0	1.2	$0.5EJ_{\text{iniziale}}$	1.77
Modello 2.1	1.2	$0.6EJ_{\text{iniziale}}$	1.68

Da questo risultato emerge quindi come, quanto descritto nel § 4.6.1.3 riguardo all'assegnazione della rigidezza delle pile, sia un aspetto fondamentale che influenza l'affidabilità e la realistica del comportamento della struttura nel modello.

In conclusione, ritenendo un abbattimento della rigidezza a tutti i fusti di ogni pila pari al 60% una condizione troppo severa, e ritenendo realistico il valore di modulo elastico tangenziale degli appoggi di 1.2 MPa, come modello di riferimento per lo svolgimento delle verifiche, è stato scelto il "Modello 2.1".

4.8. Verifiche di sicurezza dei dispositivi d'appoggio

In conseguenza alla natura degli appoggi in oggetto, esposta nel § 4.6.1.2, le verifiche sono state condotte sia lato forza sia lato spostamento mediante la definizione del coefficiente di sicurezza $\rho_{i,j}$ espresso nella seguente equazione:

$$\rho_{i,j} = \sqrt{\rho_{i,j,l}^2 + \rho_{i,j,t}^2} \leq 1$$

dove con i pedici:

- i è indicata la grandezza oggetto di verifica. i=V verifica in termini di forza, i=U verifica in termini di spostamento;
- j è indicata la combinazione sismica di riferimento, vd. § 4.6.3;
- l è indicata la direzione principale longitudinale in riferimento alla j-esima combinazione sismica;
- t è indicata la direzione principale trasversale in riferimento alla j-esima combinazione sismica.

Traducendo l'equazione in termini concettuali, dopo aver separato a monte le due combinazioni sismiche, per ognuna di esse è stato dapprima calcolato il coefficiente di sicurezza, definito come il rapporto tra la domanda e la capacità, sia in termini di forza che di spostamento, per le due direzioni longitudinale e trasversale. Successivamente, combinando i coefficienti riferiti alle due direzioni principali secondo l'equazione sopra definita, è stato verificato che il coefficiente risultante, rappresentante la j-esima combinazione sismica, risultasse minore o al massimo uguale ad uno, condizione di soddisfacimento della verifica.

Capacità:

La capacità in termini di trasmissione delle forze orizzontali è stata stimata, sulla base della documentazione reperita riguardante il presente caso studio, pari a:

$$V_{c,app} = 0.60 \cdot W_{impalcato}$$

dove $W_{impalcato}$ è lo sforzo assiale agente sull'i-esimo appoggio nella combinazione CV_SISMA (vd. § 4.6.3)

La capacità in termini di spostamento orizzontale (o deformazione a taglio) è stata assunta pari a:

$$U_{c,app} = \gamma \cdot h_{gomma}$$

dove:

γ =200%, sulla base di indicazioni presenti in letteratura;

h_{gomma} altezza dell'appoggio al netto degli strati di acciaio.

Domanda:

La domanda in termini di forza e di spostamento è stata desunta dagli output dell'analisi dinamica modale realizzata con il software SAP 2000.

Come già esposto, lo stato limite di riferimento è lo SLC. In aggiunta, è stata valutata la domanda e condotta la verifica anche allo SLD.

Le informazioni complete riguardanti la capacità, la domanda di ogni dispositivo e la verifica per le due combinazioni sismiche sono mostrate in *Appendice G*. Nel seguito sono riportate le osservazioni e i quadri sinottici del coefficiente di sicurezza combinato $\rho_{i,j}$.

4.8.1. Risultati allo stato limite di collasso (SLC)

4.8.1.1. Verifica in termini di forza

La verifica è stata condotta dapprima considerando $G= 1.2$ MPa e successivamente considerando $G= 0.9$ MPa. La motivazione di tale scelta risiede nel fatto che, come mostrano i risultati in *Appendice G*, fissando $G= 1.2$ MPa la verifica non risulta soddisfatta. Di conseguenza, al fine di realizzare anche un confronto sull'incidenza della proprietà in oggetto, si è ripetuta la verifica con il valore minore di modulo di elasticità tangenziale poiché, ad una riduzione della rigidità consegue una riduzione della domanda in termini di forza rendendo meno gravosa la verifica⁶. Anche in questo caso però la verifica non risulta soddisfatta per tutti gli appoggi.

⁶ Dall'altro lato ciò porta ad un incremento di domanda in termini di spostamento, rendendo più gravosa la verifica di quest'ultima grandezza.

I dispositivi per i quali non è soddisfatta la verifica in termini di forza subiscono quindi la delaminazione prima di scorrere oppure, non essendo presenti chiavi di taglio, scorrono. Prima che avvenga questo però, nel caso in cui a non verificare non siano tutti e cinque gli apparecchi su cui è poggiato trasversalmente l'impalcato, è lecito assumere avvenga una redistribuzione della domanda, la quale viene presa in carico dai dispositivi che hanno delle risorse residue. Se quest'ultime dovessero risultare sufficienti, si potrebbe ancora ritenere la situazione accettabile, altrimenti la verifica è non soddisfatta.

Per valutare questo aspetto, è stata condotta una verifica in termini globali calcolando il coefficiente di sicurezza globale $\rho_{V,j, globale}$ secondo la seguente equazione:

$$\rho_{V,j, globale} = \sqrt{\rho_{V,j,l, globale}^2 + \rho_{V,j,t, globale}^2} \leq 1$$

nella quale i termini sotto radice rappresentano, analogamente a quanto precedentemente definito, il coefficiente di sicurezza delle direzioni longitudinali e trasversali in riferimento alla j-esima combinazione sismica; con la differenza però che non sono riferiti al singolo dispositivo ma bensì sono calcolati come il rapporto tra la sommatoria della domanda dei 5 generici appoggi trasversali su cui poggia la generica estremità dell'impalcato e la sommatoria della capacità degli stessi appoggi.

Quanto detto è stato svolto nel caso di $G= 1.2$ MPa poiché si ricorda essere questo il dato di riferimento.

Anche la verifica in termini globali, come evidenziano i risultati di seguito, non è soddisfatta per tutti gli appoggi. Quelli che non verificano dunque, come detto, subiranno il meccanismo di scorrimento o delaminazione.

Per questi ultimi dispositivi, è stato quindi infine calcolato il livello di deformazione al limite di scorrimento γ in modo da avere un'informazione sul loro livello di deformazione al momento della crisi, il quale permette di capire se potrebbe instaurarsi la delaminazione:

$$\gamma = \frac{V}{G \cdot A}$$

dove:

- V= capacità in termini di forza orizzontale;
- G= modulo di elasticità tangenziale;
- A= area della sezione del dispositivo.

Vengono mostrati di seguito i risultati della verifica globale in riferimento alla combinazione sismica più gravosa tra quella di sisma principale in X e quella di sisma principale in Y ed i risultati della deformazione al limite di scorrimento per gli appoggi che non soddisfano la verifica.

Tabella 4-15 Verifica globale in termini di forza con sisma dominante allo SLC

Elemento	Appoggi	Sisma dominante	G=1.2		
			$\rho_{V,l, glob.}$	$\rho_{V,t, glob.}$	$\rho_{V, glob., sisma dominante}$
[/]	[/]	[/]	[/]	[/]	[/]
SPALLA A	-	SISMA_Y_SLC	0.31	1.05	1.09
PILA 1	SX	SISMA_Y_SLC	0.17	0.93	0.95
	DX	SISMA_X_SLC	1.07	0.31	1.11
PILA 2	SX	SISMA_X_SLC	0.68	0.21	0.71
	DX	SISMA_X_SLC	1.05	0.30	1.09
PILA 3	SX	SISMA_Y_SLC	0.26	0.77	0.81
	DX	SISMA_Y_SLC	0.36	1.12	1.18
PILA 4	SX	SISMA_Y_SLC	0.16	0.56	0.58
	DX	SISMA_Y_SLC	0.19	0.99	1.01
PILA 5	SX	SISMA_Y_SLC	0.33	1.06	1.11
	DX	SISMA_Y_SLC	0.24	0.68	0.73
PILA 6	SX	SISMA_X_SLC	1.16	0.38	1.23
	DX	SISMA_X_SLC	0.91	0.18	0.93
SPALLA B	-	SISMA_X_SLC	1.36	0.37	1.41

Tabella 4-16 Proprietà appoggio tipo per valutazione della deformazione al limite di scorrimento allo SLC

G	[N/mm ²]	1.2	A	[m ²]	0.26
----------	----------------------	-----	----------	-------------------	------

Tabella 4-17 Livello di deformazione al limite di scorrimento allo SLC degli appoggi che non soddisfano la verifica globale in termini di forza

Elemento	Appoggio	$V_{c, app}$	γ
[/]	[/]	[kN]	[%]
SPALLA A	SP.A_APP.1	448.22	144
	SP.A_APP.2	448.22	144
	SP.A_APP.3	448.22	144
	SP.A_APP.4	448.22	144

	SP.A_APP.5	448.22	144
PILA 1_DX	P1_APP.DX.1	225.14	72
	P1_APP.DX.2	596.82	191
	P1_APP.DX.3	597.18	191
	P1_APP.DX.4	596.82	191
	P1_APP.DX.5	225.14	72
PILA 2_DX	P2_APP.DX.1	225.16	72
	P2_APP.DX.2	596.76	191
	P2_APP.DX.3	597.26	191
	P2_APP.DX.4	596.76	191
	P2_APP.DX.5	225.16	72
PILA 3_DX	P3_APP.DX.1	225.16	72
	P3_APP.DX.2	596.77	191
	P3_APP.DX.3	597.26	191
	P3_APP.DX.4	596.75	191
	P3_APP.DX.5	225.16	72
PILA 4_DX	P4_APP.DX.1	226.30	73
	P4_APP.DX.2	598.41	192
	P4_APP.DX.3	597.27	191
	P4_APP.DX.4	595.09	191
	P4_APP.DX.5	224.01	72
PILA 5_SX	P5_APP.SX.1	226.30	73
	P5_APP.SX.2	598.40	192
	P5_APP.SX.3	597.28	191
	P5_APP.SX.4	595.08	191
	P5_APP.SX.5	224.02	72
PILA 6_SX	P6_APP.SX.1	226.28	73
	P6_APP.SX.2	598.38	192
	P6_APP.SX.3	597.26	191
	P6_APP.SX.4	595.12	191
	P6_APP.SX.5	224.03	72
SPALLA B	SP.B_APP.1	448.21	144
	SP.B_APP.2	448.21	144
	SP.B_APP.3	448.21	144
	SP.B_APP.4	448.21	144
	SP.B_APP.5	448.21	144

Dai risultati in termini di livello di deformazione al limite di scorrimento, riguardanti gli appoggi per cui la verifica globale non è soddisfatta, emerge come i valori si attestino al di sotto di quello che può essere considerato il valore limite per il quale si innesca la delaminazione, assunto pari a $\gamma=200\%$. Si può quindi realisticamente ritenere che non avvenga la delaminazione dei dispositivi prima dello scorrimento. Essendo quindi quest'ultimo il problema che si genera, si sottolinea come le soluzioni possano individuarsi o nell'inserimento di chiavi di taglio, ossia dei ritegni che impediscono lo scorrimento degli appoggi oppure, prevederne la sostituzione con dispositivi d'isolamento.

Infine, è necessario evidenziare che se si genera lo scorrimento dei dispositivi d'appoggio, gli spostamenti risultanti dalla modellazione non risultano veritieri, in conseguenza del fatto che i dispositivi sono stati rappresentati con un legame lineare al SAP. Si comprende quindi come realizzare la verifica in termini di spostamento perda di significato, a seguito dell'approccio di modellazione adottato.

4.8.2. Risultati allo stato limite di danno (SLD)

Visto il risultato dalla verifica allo SLC si è scelto di ricondurre la verifica, in analogia a quanto già esposto al § 4.8, assumendo come valore di domanda quello associato allo stato limite di danno, così da valutare se i dispositivi risultino in grado di sopportare quantomeno un sisma di tale intensità.

La verifica è stata realizzata anche in questo caso, sia per $G= 1.2$ MPa che per $G= 0.9$ MPa, così da mettere in luce l'influenza della grandezza sui risultati di verifica.

Risultano soddisfatte sia le verifiche in termini di forza che le verifiche in termini di spostamento. I quadri riassuntivi dei risultati sono di seguito esposti. Per le informazioni complete si rimanda all' *Appendice G*.

4.8.2.1. Verifica in termini di forza

In Tabella 4-18 i risultati sono mostrati distinguendo i due valori di modulo di elasticità tangenziale e , per ognuno di essi, è riportato il coefficiente di sicurezza combinato in termini di forza per la combinazione di sisma prevalente in X ($p_{V,SISMA_X}$) e per la combinazione di sisma prevalente in Y ($p_{V,sisma_Y}$).

Si osserva come la riduzione del modulo di elasticità tangenziale comporti una riduzione del coefficiente di sicurezza, che si ricorda essere il rapporto tra la domanda e la capacità, che va dal 10.5% fino al 16% circa per quanto riguarda la combinazione di sisma prevalente in X in Figura 4-13 mentre, per la combinazione di sisma prevalente in Y in Figura 4-14 risulta una riduzione che va dal 10% fino al 14% circa.

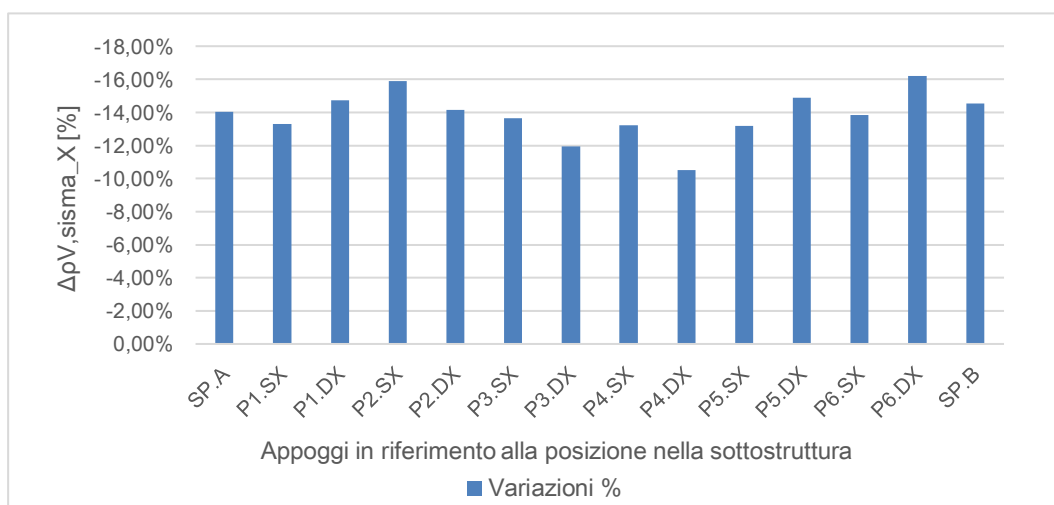


Figura 4-13 - Variazione % di $p_{V,SISMA_X}$ passando da $G=1.2$ MPa a $G=0.9$ MPa

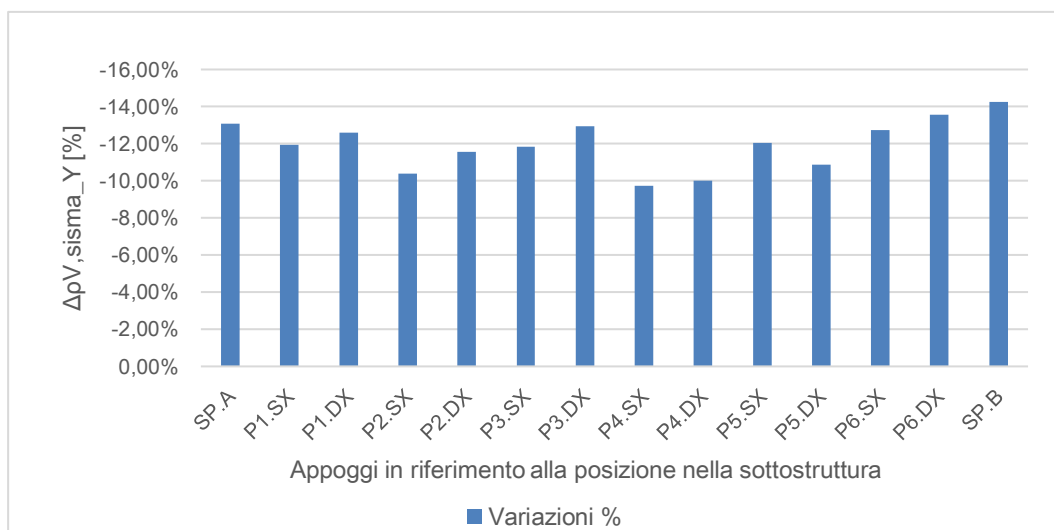


Figura 4-14 - Variazione % di $\rho_{V,SISMA_Y}$ passando da $G=1.2$ MPa a $G=0.9$ MPa

Tabella 4-18 Quadro sinottico verifiche in termini di forza allo SLD

Elemento	Appoggio	G=1.2		G=0.9	
		$\rho_{V,SISMA_X}$	$\rho_{V,SISMA_Y}$	$\rho_{V,SISMA_X}$	$\rho_{V,SISMA_Y}$
[/]	[/]	[/]	[/]	[/]	[/]
SPALLA A	SP.A_APP.1	0.28	0.33	0.24	0.28
	SP.A_APP.2	0.28	0.33	0.24	0.28
	SP.A_APP.3	0.28	0.33	0.24	0.28
	SP.A_APP.4	0.28	0.33	0.24	0.28
	SP.A_APP.5	0.28	0.33	0.24	0.28
PILA 1	P1_APP.SX.1	0.36	0.56	0.31	0.50
	P1_APP.SX.2	0.13	0.21	0.12	0.19
	P1_APP.SX.3	0.13	0.21	0.12	0.19
	P1_APP.SX.4	0.13	0.21	0.12	0.19
	P1_APP.SX.5	0.36	0.56	0.31	0.50
	P1_APP.DX.1	0.66	0.59	0.57	0.51
	P1_APP.DX.2	0.25	0.22	0.21	0.19
	P1_APP.DX.3	0.25	0.22	0.21	0.19
	P1_APP.DX.4	0.25	0.22	0.21	0.19
	P1_APP.DX.5	0.66	0.59	0.57	0.51
PILA 2	P2_APP.SX.1	0.42	0.36	0.36	0.32
	P2_APP.SX.2	0.16	0.14	0.13	0.12
	P2_APP.SX.3	0.16	0.13	0.13	0.12
	P2_APP.SX.4	0.16	0.14	0.13	0.12
	P2_APP.SX.5	0.42	0.36	0.36	0.32
	P2_APP.DX.1	0.65	0.55	0.56	0.48

	P2_APP.DX.2	0.25	0.21	0.21	0.18
	P2_APP.DX.3	0.25	0.21	0.21	0.18
	P2_APP.DX.4	0.25	0.21	0.21	0.18
	P2_APP.DX.5	0.65	0.55	0.56	0.48
PILA 3	P3_APP.SX.1	0.43	0.48	0.37	0.43
	P3_APP.SX.2	0.16	0.18	0.14	0.16
	P3_APP.SX.3	0.16	0.18	0.14	0.16
	P3_APP.SX.4	0.16	0.18	0.14	0.16
	P3_APP.SX.5	0.43	0.48	0.37	0.43
	P3_APP.DX.1	0.66	0.70	0.58	0.61
	P3_APP.DX.2	0.25	0.26	0.22	0.23
	P3_APP.DX.3	0.25	0.26	0.22	0.23
	P3_APP.DX.4	0.25	0.26	0.22	0.23
	P3_APP.DX.5	0.66	0.70	0.58	0.61
PILA 4	P4_APP.SX.1	0.27	0.34	0.23	0.31
	P4_APP.SX.2	0.10	0.13	0.09	0.12
	P4_APP.SX.3	0.10	0.13	0.09	0.12
	P4_APP.SX.4	0.10	0.13	0.09	0.12
	P4_APP.SX.5	0.27	0.35	0.23	0.31
	P4_APP.DX.1	0.35	0.60	0.31	0.54
	P4_APP.DX.2	0.13	0.23	0.12	0.20
	P4_APP.DX.3	0.13	0.23	0.12	0.20
	P4_APP.DX.4	0.13	0.23	0.12	0.21
	P4_APP.DX.5	0.35	0.61	0.31	0.55
PILA 5	P5_APP.SX.1	0.59	0.66	0.51	0.58
	P5_APP.SX.2	0.22	0.25	0.19	0.22
	P5_APP.SX.3	0.22	0.25	0.19	0.22
	P5_APP.SX.4	0.23	0.25	0.20	0.22
	P5_APP.SX.5	0.60	0.66	0.52	0.58
	P5_APP.DX.1	0.43	0.43	0.36	0.38
	P5_APP.DX.2	0.16	0.16	0.14	0.15
	P5_APP.DX.3	0.16	0.16	0.14	0.15
	P5_APP.DX.4	0.16	0.16	0.14	0.15
	P5_APP.DX.5	0.43	0.44	0.37	0.39
PILA 6	P6_APP.SX.1	0.73	0.71	0.63	0.62
	P6_APP.SX.2	0.28	0.27	0.24	0.23
	P6_APP.SX.3	0.28	0.27	0.24	0.23
	P6_APP.SX.4	0.28	0.27	0.24	0.23
	P6_APP.SX.5	0.73	0.71	0.63	0.62
	P6_APP.DX.1	0.55	0.32	0.46	0.28
	P6_APP.DX.2	0.21	0.12	0.17	0.10
	P6_APP.DX.3	0.21	0.12	0.17	0.10

	P6_APP.DX.4	0.21	0.12	0.18	0.11
	P6_APP.DX.5	0.55	0.32	0.47	0.28
SPALLA B	SP.B_APP.1	0.42	0.34	0.36	0.29
	SP.B_APP.2	0.42	0.34	0.36	0.29
	SP.B_APP.3	0.42	0.34	0.36	0.29
	SP.B_APP.4	0.42	0.34	0.36	0.29
	SP.B_APP.5	0.42	0.34	0.36	0.29

4.8.2.2. Verifica in termini di spostamento (deformazione a taglio)

In Tabella 4-19 i risultati sono mostrati distinguendo i due valori di modulo di elasticità tangenziale e , per ognuno di essi, è riportato il coefficiente di sicurezza combinato in termini di spostamento per la combinazione di sisma prevalente in X ($\rho_{U,SISMA_X}$) e per la combinazione di sisma prevalente in Y ($\rho_{U,SISMA_Y}$).

Si osserva come la riduzione del modulo di elasticità tangenziale comporti un incremento del coefficiente di sicurezza, che si ricorda essere il rapporto tra la domanda e la capacità, che va dal 11.7% fino al 19% circa per quanto riguarda la combinazione di sisma prevalente in X in Figura 4-15 mentre, per la combinazione di sisma prevalente in Y in Figura 4-16 risulta un aumento che va dal 14% fino al 20% circa.

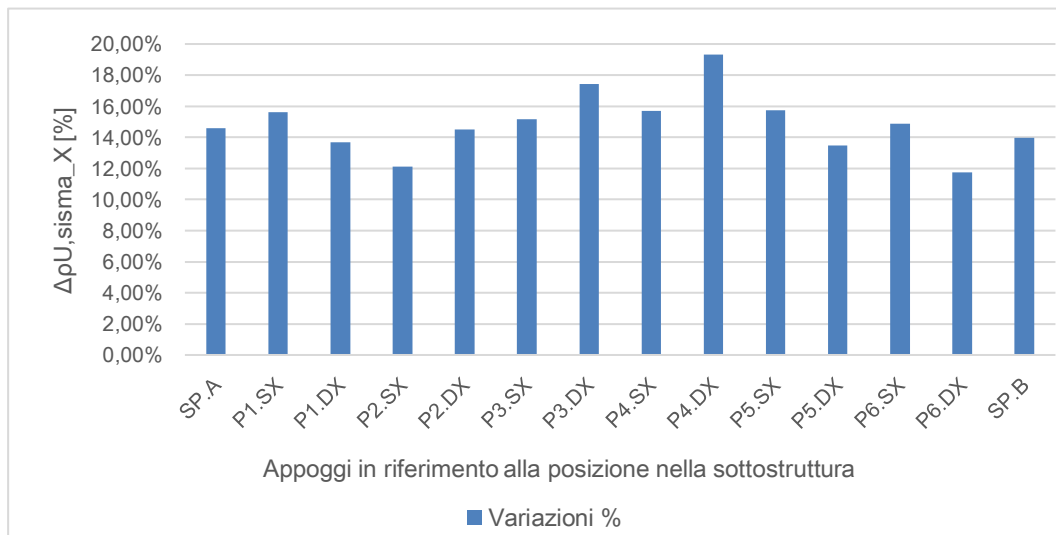


Figura 4-15 - Variazione % di $\rho_{U,SISMA_X_SLD}$ passando da $G=1.2$ MPa a $G=0.9$ MPa

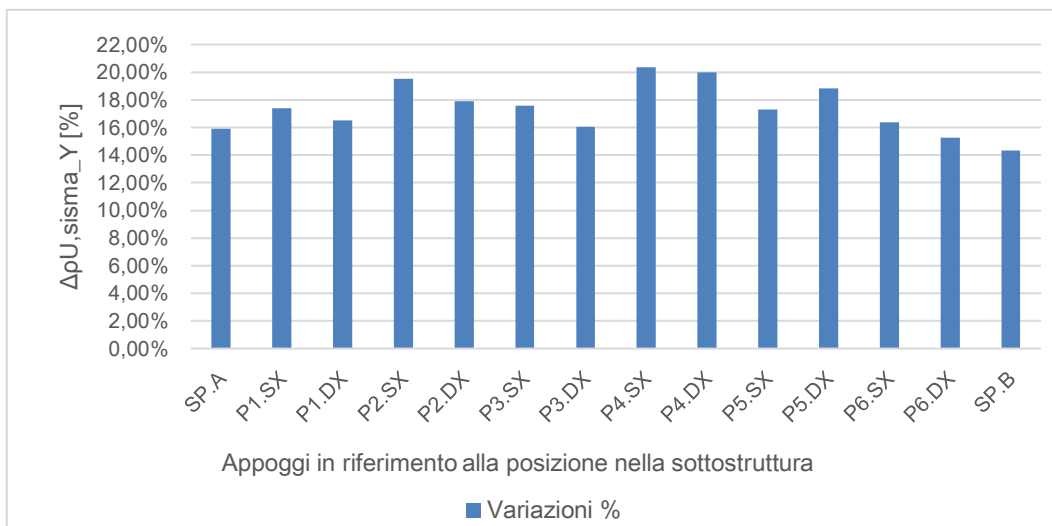


Figura 4-16 – Variazione % di $\rho_{U,SISMA_Y_SLD}$ passando da $G=1.2$ MPa a $G=0.9$ MPa

Tabella 4-19 - Quadro sinottico verifiche in termini di spostamento allo SLD

Elemento	Appoggio	G=1.2		G=0.9	
		$\rho_{U,SISMA_X}$	$\rho_{U,SISMA_Y}$	$\rho_{U,SISMA_X}$	$\rho_{U,SISMA_Y}$
[/]	[/]	[/]	[/]	[/]	[/]
SPALLA A	SP.A_APP.1	0.26	0.29	0.29	0.34
	SP.A_APP.2	0.26	0.29	0.29	0.34
	SP.A_APP.3	0.26	0.29	0.29	0.34
	SP.A_APP.4	0.26	0.29	0.29	0.34
	SP.A_APP.5	0.26	0.29	0.29	0.34
PILA 1	P1_APP.SX.1	0.16	0.25	0.19	0.30
	P1_APP.SX.2	0.16	0.25	0.19	0.30
	P1_APP.SX.3	0.16	0.25	0.19	0.30
	P1_APP.SX.4	0.16	0.25	0.19	0.30
	P1_APP.SX.5	0.16	0.25	0.19	0.30
	P1_APP.DX.1	0.30	0.26	0.34	0.31
	P1_APP.DX.2	0.30	0.26	0.34	0.31
	P1_APP.DX.3	0.30	0.26	0.34	0.31
	P1_APP.DX.4	0.30	0.26	0.34	0.31
	P1_APP.DX.5	0.30	0.26	0.34	0.31
PILA 2	P2_APP.SX.1	0.19	0.16	0.21	0.19
	P2_APP.SX.2	0.19	0.16	0.21	0.19
	P2_APP.SX.3	0.19	0.16	0.21	0.19

	P2_APP.SX.4	0.19	0.16	0.21	0.19
	P2_APP.SX.5	0.19	0.16	0.21	0.19
	P2_APP.DX.1	0.29	0.25	0.34	0.29
	P2_APP.DX.2	0.29	0.25	0.34	0.29
	P2_APP.DX.3	0.29	0.25	0.34	0.29
	P2_APP.DX.4	0.29	0.25	0.34	0.29
	P2_APP.DX.5	0.29	0.25	0.34	0.29
PILA 3	P3_APP.SX.1	0.20	0.22	0.23	0.26
	P3_APP.SX.2	0.20	0.22	0.23	0.26
	P3_APP.SX.3	0.20	0.22	0.23	0.26
	P3_APP.SX.4	0.20	0.22	0.23	0.26
	P3_APP.SX.5	0.20	0.22	0.23	0.26
	P3_APP.DX.1	0.30	0.32	0.35	0.37
	P3_APP.DX.2	0.30	0.32	0.35	0.37
	P3_APP.DX.3	0.30	0.32	0.35	0.37
	P3_APP.DX.4	0.30	0.32	0.35	0.37
	P3_APP.DX.5	0.30	0.32	0.35	0.37
PILA 4	P4_APP.SX.1	0.12	0.16	0.14	0.19
	P4_APP.SX.2	0.12	0.16	0.14	0.19
	P4_APP.SX.3	0.12	0.16	0.14	0.19
	P4_APP.SX.4	0.12	0.16	0.14	0.19
	P4_APP.SX.5	0.12	0.16	0.14	0.19
	P4_APP.DX.1	0.16	0.27	0.19	0.33
	P4_APP.DX.2	0.16	0.27	0.19	0.33
	P4_APP.DX.3	0.16	0.27	0.19	0.33
	P4_APP.DX.4	0.16	0.27	0.19	0.33
	P4_APP.DX.5	0.16	0.27	0.19	0.33
PILA 5	P5_APP.SX.1	0.27	0.30	0.31	0.35
	P5_APP.SX.2	0.27	0.30	0.31	0.35
	P5_APP.SX.3	0.27	0.30	0.31	0.35
	P5_APP.SX.4	0.27	0.30	0.31	0.35
	P5_APP.SX.5	0.27	0.30	0.31	0.35
	P5_APP.DX.1	0.19	0.20	0.22	0.23
	P5_APP.DX.2	0.19	0.20	0.22	0.23
	P5_APP.DX.3	0.19	0.20	0.22	0.23
	P5_APP.DX.4	0.19	0.20	0.22	0.23
	P5_APP.DX.5	0.19	0.20	0.22	0.23

PILA 6	P6_APP.SX.1	0.33	0.32	0.38	0.37
	P6_APP.SX.2	0.33	0.32	0.38	0.37
	P6_APP.SX.3	0.33	0.32	0.38	0.37
	P6_APP.SX.4	0.33	0.32	0.38	0.37
	P6_APP.SX.5	0.33	0.32	0.38	0.37
	P6_APP.DX.1	0.25	0.15	0.28	0.17
	P6_APP.DX.2	0.25	0.15	0.28	0.17
	P6_APP.DX.3	0.25	0.15	0.28	0.17
	P6_APP.DX.4	0.25	0.15	0.28	0.17
	P6_APP.DX.5	0.25	0.15	0.28	0.17
SPALLA B	SP.B_APP.1	0.38	0.31	0.43	0.35
	SP.B_APP.2	0.38	0.31	0.43	0.35
	SP.B_APP.3	0.38	0.31	0.43	0.35
	SP.B_APP.4	0.38	0.31	0.43	0.35
	SP.B_APP.5	0.38	0.31	0.43	0.35

4.9. Verifiche di sicurezza delle pile

Per le verifiche di sicurezza delle pile, essendo stata realizzata un'analisi dinamica lineare con spettro elastico, è necessario distinguere i meccanismi resistenti duttili da quelli fragili:

- la verifica degli elementi/meccanismi duttili, con cui si intende la flessione in presenza o meno di sforzo assiale, è stata eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di deformazioni con i rispettivi limiti di deformazione;
- la verifica degli elementi/meccanismi fragili, con cui si intendono i meccanismi di taglio, è stata eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di forze con le rispettive resistenze.

Il fatto che i meccanismi duttili debbano essere verificati in termini di deformazione e non di resistenza è conseguenza della tipologia di analisi che è stata svolta, con cui non è tenuto in considerazione il comportamento in campo post-elastico del ponte, il quale tuttavia esiste poiché, le pile, a seguito della formazione delle cerniere plastiche a flessione, presentano delle riserve in campo post-elastico per mezzo delle quali la struttura dissipa energia. Questo comportamento come detto sfugge all'analisi poiché, trattandosi di un'analisi lineare si considera un comportamento elastico-lineare degli elementi senza limite di resistenza e, avendo utilizzato lo spettro elastico ($q=1$), non si va a scontare l'azione sismica per mezzo del fattore di struttura per tener conto della duttilità della stessa. Ciò si traduce nell'andare a considerare che la struttura permane in campo elastico fino a rottura, cosa che in realtà non si realizza. Si comprende quindi come il comportamento post-elastico debba essere valutato a posteriori, studiando i livelli di deformazione.

Le verifiche sono state realizzate, per ognuna delle due combinazioni di sisma principale⁷, in riferimento all'SLC e SLD per i meccanismi duttili e all'SLC per i meccanismi fragili.

⁷ Vd. § 4.6.3

4.9.1. Verifiche del meccanismo duttile

Le verifiche sono state condotte mediante la definizione del coefficiente di sicurezza $\rho_{\theta,j}$ espresso nella seguente equazione:

$$\rho_{\theta,j} = \sqrt{\rho_{\theta,j,l}^2 + \rho_{\theta,j,t}^2} \leq 1$$

dove con i pedici:

- θ è indicata la grandezza oggetto di verifica, ossia la rotazione alla corda;
- j è indicata la combinazione sismica di riferimento, vd. § 4.6.3;
- l è indicata la direzione principale longitudinale in riferimento alla j -esima combinazione sismica;
- t è indicata la direzione principale trasversale in riferimento alla j -esima combinazione sismica.

Traducendo l'equazione in termini concettuali, dopo aver separato a monte le due combinazioni sismiche, per ognuna di esse è stato dapprima calcolato il coefficiente di sicurezza in termini di rotazione alla corda, definito come il rapporto tra la domanda e la capacità, per le due direzioni longitudinale e trasversale. Successivamente, combinando i coefficienti riferiti alle due direzioni principali secondo l'equazione di cui sopra, è stato verificato che il coefficiente risultante, associato alla j -esima combinazione sismica, risultasse minore o al massimo uguale ad uno, condizione di soddisfacimento della verifica.

Capacità:

In coerenza alle NTC2018, C8.8.5.4; la capacità in termini di deformazioni è stata espressa riferendosi alla rotazione alla corda θ , grandezza mostrata in Figura 4-17 definita come l'angolo compreso tra:

- la congiungente fra il baricentro della sezione di estremità e il baricentro della sezione di momento di nullo. Questa distanza è detta luce di taglio L_v e risulta:
 - $L_v = H_{pila}$ in direzione longitudinale X nella quale l' i -esimo fusto della generica pila si deforma come una mensola;
 - $L_v = M/V$ in direzione trasversale Y nella quale l' i -esimo fusto della generica pila si deforma come un'elemento doppiamente incastrato;
- la tangente all'asse dell'elemento nella sezione di estremità.

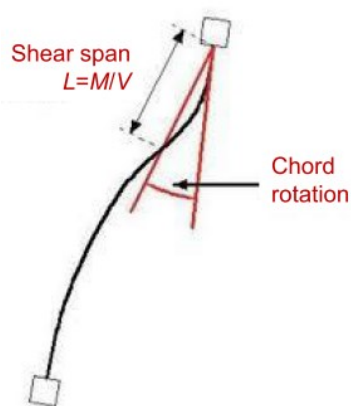


Figura 4-17 – Rotazione alla corda, luce di taglio

Le espressioni fornite dalla normativa per il calcolo della rotazione alla corda per i due stati limite sono di seguito riportate:

$$\theta_y(N) = \chi_y(N) \cdot \frac{L_v}{3}$$

$$\theta_u(N) = \theta_y(N) + [\chi_u(N) - \chi_y(N)] \cdot L_p \cdot \left(1 - \frac{0.5 \cdot L_p}{L_v}\right)$$

dove:

- θ_y è la rotazione alla corda al limite di snervamento, rappresenta quindi la capacità in riferimento allo stato limite di danno;
- θ_u è la rotazione alla corda al collasso la quale, divisa per il coefficiente normativo di sicurezza $\gamma_{el}=1.5$, rappresenta la capacità in riferimento allo stato limite di collasso;
- χ_y è la curvatura di snervamento della sezione trasversale dell'elemento;
- χ_u è la curvatura ultima della sezione trasversale dell'elemento;
- L_v è la luce di taglio;
- L_p è la lunghezza convenzionale della cerniera plastica, pari a $0.1 \cdot L_v$.

Le curvature di snervamento e ultima dell'*i*-esima sezione trasversale dell'elemento sono state ottenute a partire dalla definizione, tramite il software VcaSlu del quale è mostrato uno screenshot qualitativo in Figura 4-18, del diagramma momento-curvatura, approssimando quest'ultimo con una curva bilineare. Le deformazioni limite dei materiali computate nel software sono quelle espresse nel § 4.2.

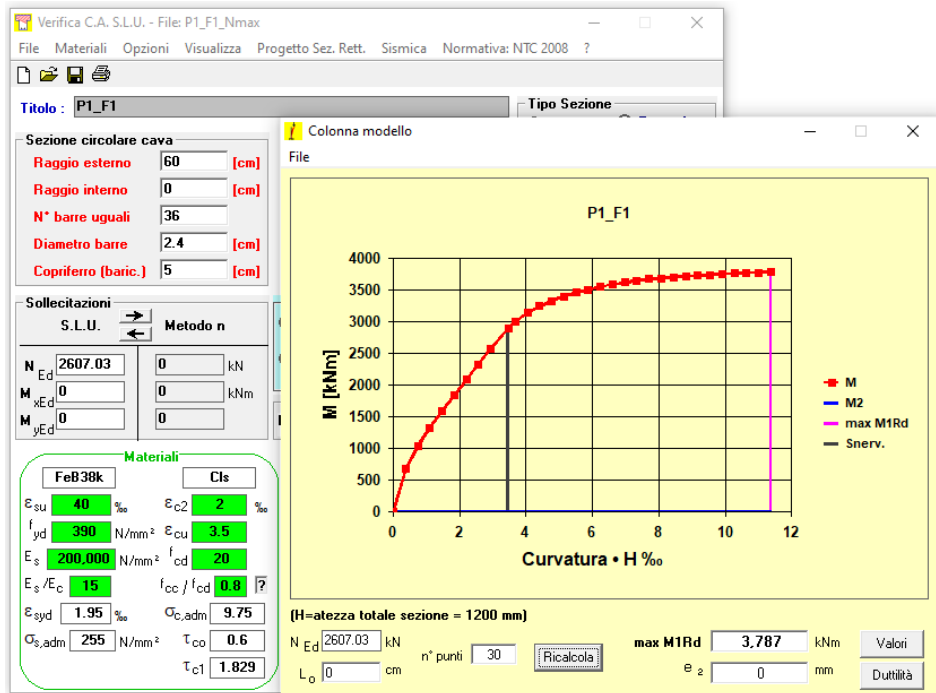


Figura 4-18 – Diagramma momento-curvatura tipo da software VcaSlu

Essendo che i suddetti valori di curvatura dipendono dall'entità dello sforzo assiale agente sulla sezione, per mettere in luce l'influenza di quest'ultima grandezza sono state svolte le verifiche del meccanismo duttile considerando, prima lo sforzo assiale medio tra i quattro fusti di ogni pila generato dai soli carichi verticali in combinazione sismica (definita CV_SISMA⁸) e poi quello generato su ogni fusto dalla presenza dell'input sismico (SISMA_X e SISMA_Y⁹), il quale comporta su ogni fusto un valore di N_{max} ed N_{min} ¹⁰.

Domanda:

La domanda in termini di rotazione alla corda è stata definita a partire dagli output in termini di spostamento dell'analisi dinamica lineare, dividendo questi ultimi per la luce di taglio corrispondente alla direzione principale considerata.

Di seguito la sintesi dei risultati con le osservazioni. Le informazioni complete sono riportate nell'Appendice H.

⁸ Vd. § 4.6.3

⁹ Vd. § 4.6.3

¹⁰ Con N_{max} si intende la minima compressione/massima trazione mentre con N_{min} la massima compressione.

4.9.1.1. Risultati allo stato limite di collasso (SLC)

Nella Tabella 4-20 è mostrato il quadro sinottico dei coefficienti di sicurezza combinati $\rho\theta$ allo SLC distinguendo la capacità valutata con lo sforzo assiale prodotto dai soli carichi verticali ($N_{c.v.}$) e quella calcolata con lo sforzo assiale prodotto dalle due combinazioni sismiche di sisma principale in X ($N_{max/min,SISMA_X}$) e di sisma principale in Y ($N_{max/min,SISMA_Y}$). Per ognuna di queste tre configurazioni di sforzo assiale è quindi riportato il coefficiente di sicurezza associato alla combinazione di sisma principale in X ($\rho_{\theta,SISMA_X}$) e di sisma principale in Y ($\rho_{\theta,SISMA_Y}$). Infine, nella colonna "SISMA DOMINANTE" sono evidenziati i fusti per i quali non è soddisfatta la verifica con l'indicazione di quale combinazione sismica, tra quella di sisma principale in X e quella di sisma principale in Y, è più gravosa.

Dai risultati è evidenziabile come a non soddisfare la verifica siano i fusti delle pile più alte n. 3,4 e 5. La spiegazione di ciò può essere ricercata proprio nell'altezza delle pile in oggetto, la quale comporta una maggiore deformabilità dell'elemento strutturale. Invece la pila n.6, nonostante abbia un'altezza comparabile alle precedenti, risulta essere in grado di sopportare l'azione di verifica.

Tabella 4-20 – Quadro sinottico verifiche del meccanismo duttile allo SLC

Pila	Fusto	Nc.v.		SISMA DOMINANTE	Nmax/min SISMA_X		Nmax/min SISMA_Y		SISMA DOMINANTE
		$\rho\theta$ SISMA_X	$\rho\theta$ SISMA_Y		$\rho\theta$ SISMA_X	$\rho\theta$ SISMA_Y			
[n°]	[n°]	[/]	[/]	[/]	Nmax	Nmin	Nmax	Nmin	[/]
1	1	0.74	0.51	VER	0.70	0.77	0.45	0.55	VERIFICATO
	2	0.74	0.51	VER	0.72	0.75	0.49	0.52	VERIFICATO
	3	0.73	0.51	VER	0.73	0.74	0.49	0.52	VERIFICATO
	4	0.73	0.51	VER	0.70	0.76	0.46	0.55	VERIFICATO
2	1	0.74	0.64	VER	0.71	0.77	0.57	0.69	VERIFICATO
	2	0.74	0.64	VER	0.73	0.75	0.62	0.66	VERIFICATO
	3	0.74	0.64	VER	0.73	0.75	0.62	0.66	VERIFICATO
	4	0.74	0.64	VER	0.71	0.76	0.57	0.69	VERIFICATO
3	1	0.99	0.82	VER	0.93	1.03	0.70	0.89	SISMA_X_Nmin
	2	0.98	0.82	VER	0.97	1.00	0.78	0.85	SISMA_X_Nmin
	3	0.98	0.82	VER	0.97	0.9967	0.79	0.85	VERIFICATO

	4	0.98	0.82	VER	0.94	1.02	0.70	0.89	SISMA_X_Nmin
4	1	0.99	1.05	SISMA_Y	0.93	1.04	0.98	1.16	SISMA_Y_Nmin
	2	0.99	1.05	SISMA_Y	0.97	1.01	0.99	1.09	SISMA_Y_Nmin
	3	0.99	1.05	SISMA_Y	0.97	1.01	0.99	1.09	SISMA_Y_Nmin
	4	0.99	1.05	SISMA_Y	0.94	1.03	0.98	1.16	SISMA_Y_Nmin
5	1	0.86	1.02	SISMA_Y	0.81	0.90	0.96	1.12	SISMA_Y_Nmin
	2	0.86	1.02	SISMA_Y	0.85	0.87	0.97	1.06	SISMA_Y_Nmin
	3	0.86	1.02	SISMA_Y	0.84	0.87	0.97	1.06	SISMA_Y_Nmin
	4	0.86	1.02	SISMA_Y	0.81	0.90	0.96	1.12	SISMA_Y_Nmin
6	1	0.57	0.70	VER	0.55	0.59	0.62	0.75	VERIFICATO
	2	0.57	0.70	VER	0.56	0.58	0.67	0.72	VERIFICATO
	3	0.57	0.70	VER	0.56	0.58	0.67	0.72	VERIFICATO
	4	0.57	0.70	VER	0.54	0.59	0.62	0.76	VERIFICATO

Nella Figura 4-19 e Figura 4-20, di seguito riportate, è mostrata l'influenza che ha lo sforzo assiale sui coefficienti di sicurezza dei vari fusti.

Nella Figura 4-19, riferita alla combinazione di sisma principale in X, è osservabile come l'assunzione dello sforzo assiale minimo di compressione, che per alcuni fusti è di trazione (N_{max}) invece che lo sforzo assiale dovuto ai carichi verticali ($N_{c.v.}$), conduca ad una verifica meno gravosa poiché i coefficienti di sicurezza risultano ridursi dall'1 % al 6% circa. Dall'altro lato, la scelta dello sforzo assiale massimo di compressione (N_{min}) invece che lo sforzo assiale dovuto ai carichi verticali ($N_{c.v.}$), rappresenta la condizione più severa alla quale conseguono incrementi dei coefficienti di sicurezza che vanno dall' 1% al 5% circa. Tale tendenza è imputabile all'effetto negativo prodotto dall'incremento del livello di compressione sulla curvatura ultima della sezione trasversale del generico elemento. Risulta infatti per ogni fusto che la compressione prodotta da $N_{max} < N_{c.v.}$ mentre $N_{min} > N_{c.v.}$.

In Figura 4-20, riferita alla combinazione di sisma principale in Y, si ritrova la stessa tendenza sopra descritta. Nello specifico, una riduzione dei coefficienti di sicurezza che va dal 3% al 15% a seguito dell'assunzione dello sforzo assiale minimo di compressione, che per alcuni fusti è di trazione (N_{max}) al posto dello sforzo assiale dovuto ai carichi verticali ($N_{c.v.}$) ed un incremento dal 3% all'11% circa nel caso di sforzo assiale massimo di compressione (N_{min}) invece che lo sforzo assiale dovuto ai carichi verticali ($N_{c.v.}$).

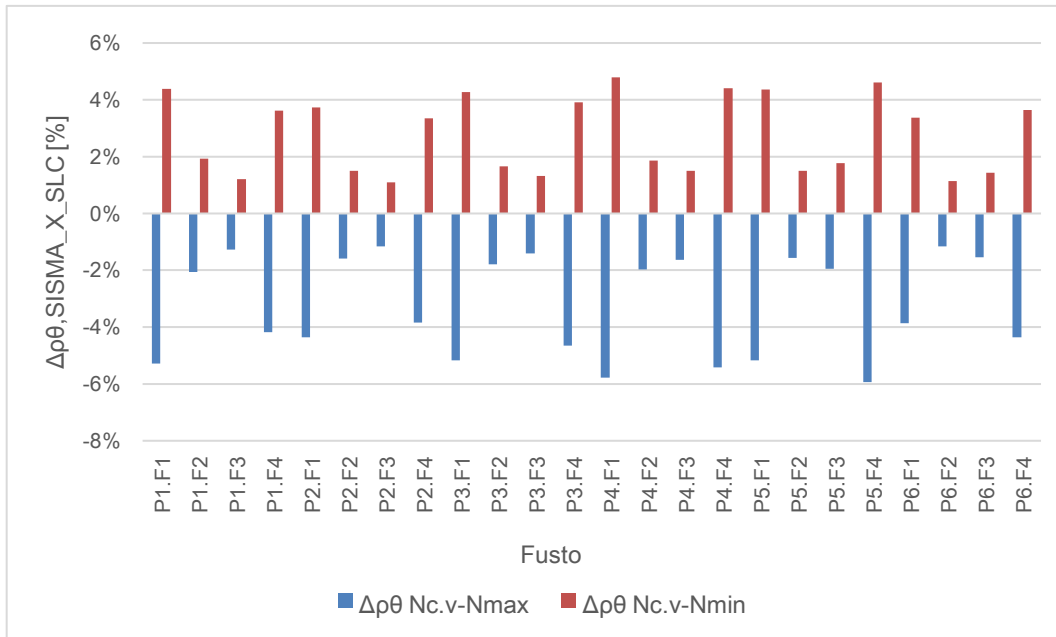


Figura 4-19 - Variazione % di $\rho_{\theta,SISMA_X_SLC}$ in funzione di N

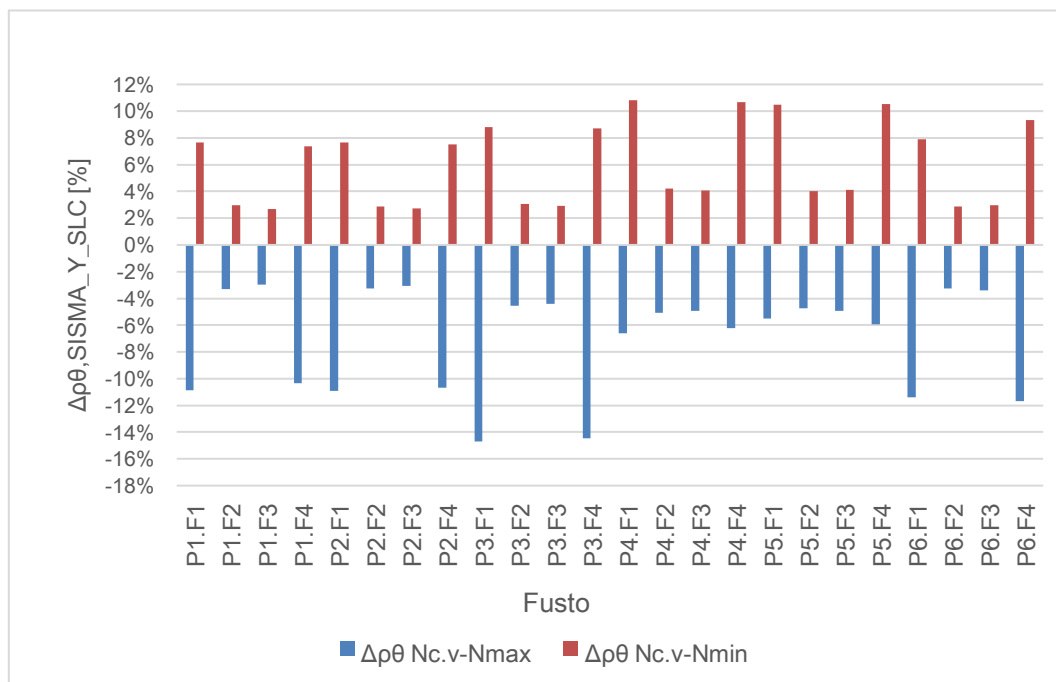


Figura 4-20 - Variazione % di $\rho_{\theta,SISMA_Y_SLC}$ in funzione di N

4.9.1.2. Risultati allo stato limite di danno (SLD)

Nella Tabella 4-21 è mostrato il quadro sinottico dei coefficienti di sicurezza combinati $\rho\theta$ allo SLD distinguendo la capacità valutata con lo sforzo assiale prodotto dai soli carichi verticali ($N_{c.v.}$) e quella calcolata con lo sforzo assiale prodotto dalle due combinazioni sismiche di sisma principale in X ($N_{max/min,SISMA_X}$) e di sisma principale in Y ($N_{max/min,SISMA_Y}$). Per ognuna di queste tre configurazioni di sforzo assiale è quindi riportato il coefficiente di sicurezza associato alla combinazione di sisma principale in X ($\rho_{\theta,SISMA_X}$) e di sisma principale in Y ($\rho_{\theta,SISMA_Y}$). Infine, nella colonna "SISMA DOMINANTE" è osservabile come la verifica sia soddisfatta con ampio margine per tutti i fusti di tutte le pile.

Tabella 4-21 Quadro sinottico verifiche del meccanismo duttile allo SLD

Pila	Fusto	Nc.v.		SISMA DOMINANTE	Nmax/min SISMA_X		Nmax/min SISMA_Y		SISMA DOMINANTE
		$\rho\theta$ SISMA_X	$\rho\theta$ SISMA_Y		$\rho\theta$ SISMA_X	$\rho\theta$ SISMA_Y			
[n°]	[n°]	[/]	[/]	[/]	Nmax	Nmin	Nmax	Nmin	[/]
1	1	0.21	0.15	VER	0.21	0.21	0.15	0.15	VER
	2	0.21	0.15	VER	0.21	0.21	0.15	0.15	VER
	3	0.21	0.15	VER	0.21	0.21	0.15	0.15	VER
	4	0.21	0.15	VER	0.21	0.21	0.15	0.15	VER
2	1	0.21	0.18	VER	0.21	0.21	0.19	0.18	VER
	2	0.21	0.18	VER	0.21	0.21	0.18	0.18	VER
	3	0.21	0.18	VER	0.21	0.21	0.18	0.18	VER
	4	0.21	0.18	VER	0.21	0.21	0.19	0.18	VER
3	1	0.28	0.24	VER	0.28	0.28	0.24	0.23	VER
	2	0.28	0.24	VER	0.28	0.28	0.24	0.23	VER
	3	0.28	0.24	VER	0.28	0.28	0.24	0.23	VER
	4	0.28	0.24	VER	0.28	0.28	0.24	0.23	VER
4	1	0.28	0.30	VER	0.29	0.28	0.30	0.29	VER
	2	0.28	0.30	VER	0.28	0.28	0.30	0.30	VER
	3	0.28	0.30	VER	0.28	0.28	0.30	0.30	VER
	4	0.28	0.30	VER	0.28	0.28	0.30	0.29	VER
5	1	0.25	0.29	VER	0.25	0.24	0.30	0.29	VER
	2	0.25	0.29	VER	0.25	0.25	0.29	0.29	VER
	3	0.25	0.29	VER	0.25	0.24	0.29	0.29	VER
	4	0.25	0.29	VER	0.25	0.24	0.30	0.29	VER

6	1	0.16	0.20	VER	0.16	0.16	0.20	0.20	VER
	2	0.16	0.20	VER	0.16	0.16	0.20	0.20	VER
	3	0.16	0.20	VER	0.16	0.16	0.20	0.20	VER
	4	0.16	0.20	VER	0.16	0.16	0.20	0.20	VER

In analogia a quanto svolto per lo SLC, nella Figura 3-21 e Figura 3-22, di seguito riportate, è mostrata l'influenza che ha lo sforzo assiale sui coefficienti di sicurezza dei vari fusti. È osservabile come la variazione di quest'ultimi, per lo SLD, risulti trascurabile sia per la combinazione di sisma principale in X che in Y.

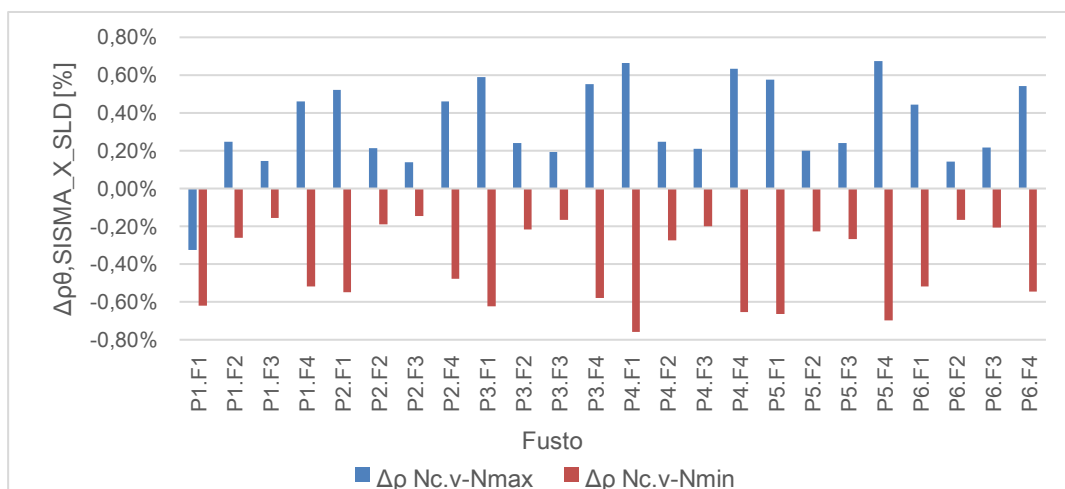


Figura 4-22 – Variazione % di $\rho_{\theta,SISMA_X_SLD}$ in funzione di N

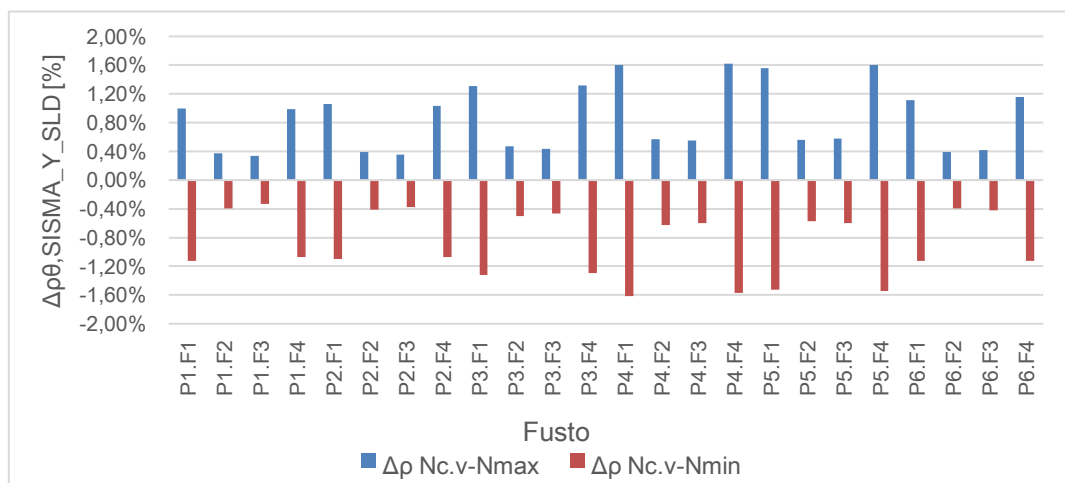


Figura 4-21 – Variazione % di $\rho_{\theta,SISMA_Y_SLD}$ in funzione di N

4.9.2. Verifiche del meccanismo fragile

Le verifiche sono state condotte allo SLC mediante la definizione del coefficiente di sicurezza $\rho_{V,j}$ espresso nella seguente equazione:

$$\rho_{V,j} = \sqrt{\rho_{V,j,l}^2 + \rho_{V,j,t}^2} \leq 1$$

dove con i pedici:

- V è indicata la grandezza oggetto di verifica, ossia il taglio;
- j è indicata la combinazione sismica di riferimento, vd. § 4.6.3;
- l è indicata la direzione principale longitudinale in riferimento alla j-esima combinazione sismica;
- t è indicata la direzione principale trasversale in riferimento alla j-esima combinazione sismica.

Traducendo l'equazione in termini concettuali, dopo aver separato a monte le due combinazioni sismiche, per ognuna di esse è stato dapprima calcolato il coefficiente di sicurezza in termini di taglio, definito come il rapporto tra la domanda e la capacità, per le due direzioni longitudinale e trasversale. Successivamente, combinando i coefficienti riferiti alle due direzioni principali secondo l'equazione sopra definita, è stato verificato che il coefficiente risultante, dovuto alla j-esima combinazione sismica, risultasse minore o al massimo uguale ad uno, condizione di soddisfacimento della verifica.

Capacità:

In coerenza alle NTC2018, C8.8.5.5; la capacità resistente a taglio V_u è stata valutata attraverso la formula trinomia che fornisce la resistenza come somma dei contributi del calcestruzzo V_c , dello sforzo normale V_N e delle armature trasversali V_s :

$$V_u = \frac{1}{\gamma_{el}} (V_c + V_N + V_s)$$

dove:

- γ_{el} 1.25, coefficiente normativo di sicurezza;

$$V_c = 0.8 \cdot A_c \cdot k \cdot \sqrt{f_c}$$

dove:

$A_c = \frac{\pi \cdot D_c^2}{4}$, è l'area della sezione di calcestruzzo interna alle staffe con:

$$D_c = D - 2 \cdot c - 2 \cdot d_{bw} \quad (\text{EC8-3, A3.3.3.1}^{11})$$

dove:

D diametro della sezione;

c copriferro;

d_{bw} diametro delle staffe;

k è un coefficiente che penalizza il contributo del calcestruzzo alla resistenza al taglio per tener conto del suo degrado ciclico. Varia, come mostrato in Figura 3-23, tra 0.29 e 0.1 in funzione della duttilità in spostamento dell'elemento $\mu\Delta$ tra 1 e 4.

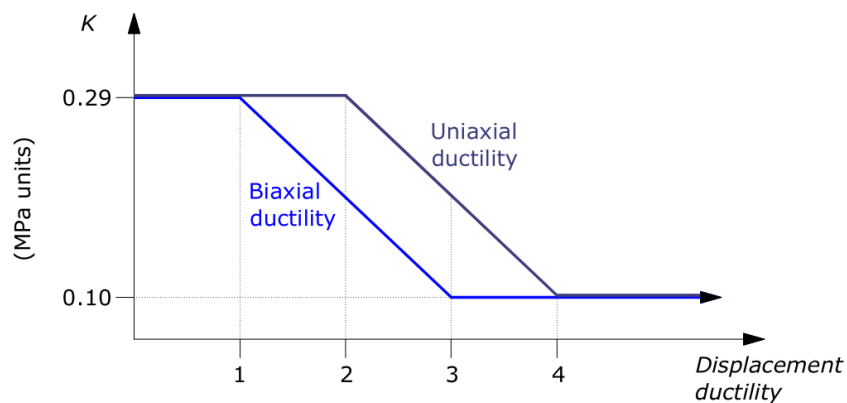


Figura 4-23 – Coefficiente k

dove $\mu\Delta$ è la domanda di duttilità espressa come rapporto tra la domanda di rotazione alla corda massima θ_m dell'elemento e la rotazione al limite di snervamento θ_y ;

f_c è la resistenza a compressione del calcestruzzo, valutata come mostrato nel § 4.1;

¹¹ Si richiama l'eurocodice poiché nelle NTC2018, C8.7.2.3.2 vi è un errore di scrittura nella formula in oggetto.

$$V_N = N \cdot \frac{h-x}{2 \cdot L_v}$$

dove:

N è lo sforzo assiale, positivo se di compressione, posto uguale a zero se di trazione. Si è fatto riferimento ai valori di sforzo assiale dovuti alle due combinazioni sismiche di sisma principale in X ed in Y;

h è l'altezza della sezione, posta pari al diametro D;

L_v è la luce di taglio;

x è la profondità dell'asse neutro, calcolata in maniera semplificata attraverso la relazione proposta dalle NTC2018, C8.7.2.3.5:

$$\frac{x}{h} = 0.25 + \frac{0.85 \cdot N}{(A_c \cdot f_c)} \leq 1;$$

$$V_s = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yw} \cdot (D - 2 \cdot c), \text{ per le sezioni circolari}^{12} \text{ dove:}$$

A_{sw} = area delle staffe;

s = passo delle staffe;

f_{yw} = resistenza a compressione dell'acciaio, valutata come mostrato § 4.1;

D = diametro della sezione;

c = copriferro.

Domanda:

La domanda in termini di taglio viene definita dalle NTC 2018, C8.8.5.5 come:

- il valore fornito dall'analisi, se la distorsione non supera il valore di snervamento; ovvero se l'elemento è elastico;
- il valore equilibrato dai momenti di estremità, limitati al loro valore di snervamento se risulta $\theta > \theta_y$.

Tale prescrizione, se da un lato risulta ben comprensibile nel primo punto, necessita di essere interpretata nel secondo punto. Vale la pena far notare infatti come, nel caso in cui il generico elemento entri in campo post-elastico dal punto di vista flessionale, la normativa richieda di valutare il taglio come quello che equilibra il valore di momento al limite di snervamento M_y . Tale indicazione, tuttavia, è da ritenersi a sfavore di sicurezza poiché, essendo lo scopo ultimo quello di definire la domanda in termini di taglio, assumere quest'ultimo come quello che equilibra il momento di snervamento M_y e non il

¹² Vd. NTC 2018, C8.7.2.3.5

momento resistente M_{Rd} , produce chiaramente una domanda minore. Nella volontà di far assumere significato alla prescrizione, si potrebbe intendere che essa indichi di assumere M_y piuttosto che M_{Rd} per quegli elementi che si trovano sufficientemente lontani dalla rotazione ultima o detto in altre parole che abbiano superato di poco la rotazione allo snervamento, il che si potrebbe ritenere lecito.

Inoltre, è necessario mettere in evidenza un'altra criticità emersa, conseguente alle scelte di modellazione e che rende inaffidabile la prescrizione così come riportata in normativa. Nello specifico si ricorda che, nella modellazione, per tener conto dello stato fessurativo delle pile, è stato adottato un valore di rigidezza pari al 60% di quello iniziale. Tuttavia, dallo studio del diagramma momento-curvatura della sezione tipo, risulta una rigidezza fessurata pari al 40% di quella iniziale e non al 60%, vd. § 4.6.1.3. Questo comporta l'aver una capacità che si riferisce ad una determinata rigidezza mentre la domanda ad un'altra. È comprensibile quindi come la presenza di quest'incongruenza tra i valori di capacità e domanda in termini di rotazione alla corda renda non realizzabile il confronto tra le due grandezze così come indicato da normativa poiché, quest'ultimo, condurrebbe ad un'inesatta definizione del comportamento dell'elemento.

Alla luce di queste problematiche, nel tentativo di svolgere la verifica con spirito critico, svincolandosi dalla semplice descrizione del quadro normativo, si è ritenuto opportuno assumere come domanda di taglio il minimo valore risultante in output dall'analisi dinamica lineare e quello derivante dall'equilibrio dei momenti resistenti delle sezioni d'estremità dell'elemento.

Nel seguito è mostrato il sunto dei risultati in riferimento alla combinazione sismica più gravosa tra quella di sisma principale in X e quella di sisma principale in Y. Per i listati completi si rimanda in *Appendice H*.

4.9.2.1. Risultati allo stato limite di collasso (SLC)

Nella Tabella 4-22 è mostrato il quadro sinottico dei coefficienti di sicurezza combinati p_V allo SLD associati alla combinazione di sisma principale in X ($p_{V,SISMA_X}$) e di sisma principale in Y ($p_{V,SISMA_Y}$). Nella colonna "SISMA DOMINANTE" vengono evidenziati i fusti per i quali non è soddisfatta la verifica con l'indicazione di quale combinazione sismica, tra quella di sisma principale in X e quella di sisma principale in Y, è più gravosa.

Tabella 4-22 – Quadro sinottico verifiche del meccanismo fragile allo SLC

Pila [n°]	Fusto [n°]	$\rho_{V,SISMA_X}$		$\rho_{V,SISMA_Y}$		SISMA DOMINANTE [/]
		Nmax	Nmin	Nmax	Nmin	
1	1	0.66	0.61	1.08	0.83	SISMA_Y_Nmax
	2	0.62	0.60	0.93	0.85	VERIFICATO
	3	0.61	0.60	0.93	0.86	VERIFICATO
	4	0.64	0.59	1.08	0.83	SISMA_Y_Nmax
2	1	0.47	0.45	0.75	0.72	VERIFICATO
	2	0.46	0.45	0.77	0.74	VERIFICATO
	3	0.46	0.45	0.78	0.74	VERIFICATO
	4	0.47	0.45	0.75	0.72	VERIFICATO
3	1	0.49	0.51	0.70	0.81	VERIFICATO
	2	0.49	0.50	0.73	0.77	VERIFICATO
	3	0.49	0.50	0.73	0.77	VERIFICATO
	4	0.49	0.51	0.70	0.81	VERIFICATO
4	1	0.49	0.50	0.62	0.76	VERIFICATO
	2	0.49	0.50	0.66	0.71	VERIFICATO
	3	0.49	0.50	0.66	0.71	VERIFICATO
	4	0.49	0.50	0.62	0.76	VERIFICATO
5	1	0.47	0.49	0.62	0.74	VERIFICATO
	2	0.48	0.48	0.65	0.70	VERIFICATO
	3	0.48	0.48	0.65	0.70	VERIFICATO
	4	0.47	0.49	0.62	0.75	VERIFICATO
6	1	0.37	0.35	0.64	0.71	VERIFICATO
	2	0.36	0.36	0.67	0.71	VERIFICATO
	3	0.37	0.36	0.67	0.71	VERIFICATO
	4	0.38	0.36	0.64	0.71	VERIFICATO

È osservabile il non soddisfacimento della verifica limitatamente ai due fusti esterni della pila 1. Ciò è imputabile ad una minore capacità di quest'ultimi la quale, per come è definita, è funzione dello sforzo assiale di compressione agente che, per i fusti in oggetto, è di minore entità rispetto ai due fusti centrali.

Conclusioni

Il tema sviluppato nel presente lavoro di tesi ha permesso di valutare la vulnerabilità di un ponte realizzato negli anni '70. Lo schema strutturale dell'opera, per quanto concerne l'impalcato, risulta essere di tipo a graticcio con travi in calcestruzzo armato precompresso a cavi post-tesi, collegate tra loro per mezzo dei traversi e della soletta in calcestruzzo armato. Al di sotto delle travi semplicemente appoggiate sui dispositivi in neoprene armato, si sviluppano le sottostrutture. Queste, risultano essere pile costituite da un telaio piano a quattro fusti con sezione circolare piena.

Nella prima parte del lavoro è stato condotto lo studio della vulnerabilità statica dell'impalcato dell'opera andando a verificare la trave più sollecitata coincidente con quella di bordo, i traversi e la soletta. Quanto descritto è stato svolto ponendo come obiettivo la valutazione dell'eventuale idoneità della struttura nel garantire il livello di sicurezza di Completa Adeguatezza delle Linee Guida. Ciò si è tradotto nella realizzazione delle verifiche secondo le normative tecniche attualmente vigenti con riferimento agli stati limite ultimi.

Dal punto di vista della flessione della trave, la verifica è stata condotta nella sezione di mezzeria posta ad una distanza di 15.00 m dall'appoggio. Nella realtà, in tale sezione insiste il traverso, quindi essa presenta una sezione rettangolare. Da ciò, ne consegue che la sezione più critica coincide con quella posta a 14.8675 m dall'appoggio, la quale ha una geometria a doppio T. Il risultato derivante dalla verifica, espresso in termini di rapporto tra la domanda D e capacità C , ne mette in luce il non soddisfacimento per entrambe le sopracitate sezioni, anche se con dei rapporti che si discostano poco dall'unità. Questo risultato è credibile e affidabile in quanto, nonostante la domanda odierna in termini di carichi sia più gravosa rispetto a quella con la quale l'opera è stata concepita, la trave è stata progettata flessionalmente a rottura con un coefficiente di sicurezza pari a 2, come prescritto dalla normativa dell'epoca e come è stato possibile evincere dallo studio della relazione tecnica di progetto dell'opera.

Un risultato meno rassicurante consiste invece in quello dell'allungamento che subiscono i cavi di precompressione. In riferimento al cavo risultante, la deformazione complessiva che esso subisce (comprensiva della pre-deformazione a seguito del tiro, stimata sulla base della tensione di tiro del progetto originale) raggiunge un valore che si attesta attorno al 38 %. È da osservare come, in generale, vi sia una carenza di letteratura e di informazioni riguardo la capacità in termini di allungamento dei cavi di

precompressione e pertanto, non si esclude che il valore sopra riportato possa risultare considerevole per la natura dell'acciaio costituente i trefoli. Alla luce di ciò, si sottolinea come tale aspetto costituisca una criticità che meriterebbe particolare attenzione poiché, la capacità resistente della trave si basa interamente sul contributo dei cavi di precompressione il cui venir meno, a seguito di un'eventuale rottura conseguente all'eccessivo allungamento, comporterebbe la crisi dell'intero sistema.

Se dal punto di vista flessionale la trave ha una risposta ammissibile, stessa considerazione non può essere estesa alla verifica a taglio. Da questa emerge come per un considerevole tratto della trave, a partire da una distanza di 6.30 m dall'appoggio, la verifica non risulti soddisfatta. Tale risultato è imputabile al metodo di progettazione adottato al tempo che era basato sulle tensioni ammissibili e all'associata normativa di riferimento Circ. Min. LL.PP. 23/01/1965, n. 1398. Quest'ultima, infatti, per gli elementi in c.a.p. in cui la tensione principale di trazione risultava inferiore a 0.02 volte la resistenza cubica del calcestruzzo, non richiedeva il calcolo delle armature resistenti a taglio. In questo scenario, che è quello in cui ricade il ponte in oggetto, la suddetta norma imponeva solamente la disposizione di un numero di staffe non inferiore a tre al metro. Noto ciò, può comunque essere osservato come nell'opera, dallo studio delle tavole di contabilità, risulti una disposizione di staffe a due braccia $\Phi 10/25$ cm, sintomo di una certa sensibilità del progettista che tuttavia non risulta essere sufficiente a fronteggiare i livelli di sollecitazione odierni.

Di altra natura sono invece i risultati di verifica riguardanti i traversi e la soletta, i quali mostrano come gli elementi siano in grado di ottemperare i requisiti dettati dalla normativa attuale. Partendo da tale risultato, si ritiene necessario focalizzare l'attenzione sulla verifica a flessione del traverso, la quale è soddisfatta con un rapporto $D/C = 0.998$. Il dato è quindi al limite del soddisfacimento e a destare qualche preoccupazione potrebbe essere il modo in cui si è condotta la verifica. Infatti, a seguito della non gestibilità del problema, non si è adottata la disposizione dei carichi viaggianti comportante la massimizzazione della sollecitazione sul traverso ma bensì, la medesima che si è adottata per la verifica della trave. Tale preoccupazione non si ritrova invece nella verifica a taglio che risulta ampiamente soddisfatta.

A seguito del non soddisfacimento delle verifiche della trave, si dovrebbero rieseguire le valutazioni di sicurezza di quest'ultima facendo riferimento ai successivi livelli di Operatività e Transitabilità, così come proposto dalle Linee Guida. Al netto di ciò, vale comunque la pena osservare come le verifiche siano state condotte, per fronteggiare le incertezze dovute all'assenza di indagini e prove in sito, assumendo un livello di conoscenza LC1 al quale corrisponde un fattore di confidenza $FC = 1.35$ con il quale si

vanno a ridurre le caratteristiche meccaniche dei materiali. Chiaramente questo aspetto va ad influenzare i risultati delle verifiche, le quali avrebbero potuto condurre a valori più soddisfacenti nel caso in cui si fosse assunto un livello di conoscenza LC3 al quale corrisponde un $FC=1$, cosa che tipicamente si ricerca per opere quali i ponti.

Quest'ultimo fattore di confidenza unitario, a seguito del reperimento della documentazione di indagini e prove sui materiali, si è infatti potuto fissare nella seconda parte del lavoro di tesi avente ad oggetto la valutazione della vulnerabilità sismica del ponte. Per tale scopo, data la natura del manufatto, questo si può immaginare come una struttura costituita da un impalcato con associata un'elevata massa la quale, in caso di terremoto, si tramuta in un'azione sismica che viene trasferita alle sottostrutture per mezzo dei dispositivi di appoggio. È comprensibile quindi, in uno schema di questo tipo, come gli elementi di maggior vulnerabilità oggetto di verifica siano rappresentati dai dispositivi di appoggio e dalle pile.

Per definire la domanda con la quale svolgere le verifiche, è stato necessario anzitutto realizzare un modello volto a simulare in maniera sufficientemente realistica il comportamento dinamico della struttura. Il primo risultato cui si è giunti nel lavoro riguarda proprio l'influenza generata nel suddetto comportamento dalla variazione di due parametri: la rigidità dei dispositivi d'appoggio e la rigidità delle pile nelle loro condizioni fessurate. A seguito di un'analisi parametrica si è potuto constatare come quest'ultime svolgano un ruolo determinante nella regolazione del comportamento dinamico globale del ponte non tanto in termini di forme modali e di masse partecipanti ai singoli modi ma quanto in termini di periodo, in riferimento al primo modo di vibrare. Questa variabilità fa assumere coscienza di quanto la fase iniziale di modellazione del ponte (impalcato, appoggi e sottostrutture) risulti di cruciale importanza e come, assunzioni improprie dei parametri del modello, possano condurre anche ad un grossolano errore nella valutazione di sicurezza dell'opera. Riguardo ai dispositivi d'appoggio, in particolare, bisogna ricordare che si sta parlando di dispositivi degli anni '70, per i quali vi è una quasi totale assenza di informazioni, cui si aggiungono le incertezze introdotte dai fenomeni di degrado che possono aver interessato gli elementi. Per le pile, l'incertezza di modellazione della loro rigidità è legata invece ad un quadro normativo che tende a fornire scarse indicazioni per i ponti.

Passando alle verifiche, per quanto riguarda gli appoggi, i risultati in termini di forza mettono in luce come i dispositivi, considerati singolarmente, non riescano a fronteggiare la sollecitazione riferita allo stato limite di collasso, come richiesto dall'attuale normativa,

facendo affidamento solo sull'attrito e quindi sulla relativa forza di scorrimento. Nemmeno apportando una riduzione della loro rigidità a taglio pari al 25% rispetto al valore di riferimento la verifica risulta soddisfatta, nonostante ciò produca una riduzione del rapporto D/C fino al 16% (dove la domanda D è rappresentata dalla forza orizzontale agente e la capacità dalla forza di scorrimento). Si è dunque ritenuto lecito svolgere una verifica in termini globali, valutando il rapporto D/C come la sommatoria della domanda dei cinque generici appoggi trasversali su cui poggia la generica estremità dell'impalcato e la sommatoria della capacità degli stessi appoggi. Quest'ultima verifica assume significato poiché prima che gli appoggi inizino a scorrere si può immaginare avvenga una redistribuzione delle forze, le quali vengono prese in carico dai dispositivi che presentano ancora delle riserve. Anche la verifica globale, tuttavia, non è soddisfatta e questo risultato si traduce in un effettivo scorrimento dei dispositivi d'appoggio o in un fenomeno della delaminazione di quest'ultimi. Un'indicazione in tal senso la si è ricercata andando a valutare il livello di deformazione al limite di scorrimento per i dispositivi che non soddisfano la verifica. Dal risultato è emerso che per tutti i dispositivi il livello di deformazione è inferiore al valore di capacità fissato, come proposto da letteratura, pari al 200%. Di conseguenza, si può realisticamente giungere alla conclusione che non si verifichi la delaminazione ma bensì lo scorrimento. A seguito di ciò, è necessario osservare che gli spostamenti in output dal SAP perdono di validità rendendo la verifica in termini di spostamento per lo stato limite di collasso non realizzabile poiché, nella modellazione, gli appoggi sono stati rappresentati con un legame lineare.

La verifica in termini di spostamenti è stata invece condotta allo stato limite di danno per sincerarsi che i dispositivi siano quantomeno in grado di sopportare un sisma di tale intensità. In questo scenario, sia la verifica in termini di forza sia quella in termini di scorrimento risultano soddisfatte. Anche in questo caso si è condotta un'analisi di incidenza della variazione del modulo di elasticità degli appoggi nei confronti del coefficiente di verifica D/C. Questa ha permesso di osservare come una riduzione del 25 % del modulo di elasticità a taglio degli appoggi produca una riduzione del coefficiente di sicurezza in termini di forza sino al 16% ed un incremento dello stesso in termini di spostamento fino al 20% in alcuni dispositivi. Ciò sottolinea nuovamente il ruolo determinante svolto da tale parametro.

Allo stato limite di danno, si è proceduto anche alla verifica delle pile nei confronti del meccanismo duttile. Dai risultati emerge come gli elementi strutturali siano in grado di rispettare quanto prescritto dalla normativa attuale riguardo alla richiesta di un comportamento sostanzialmente elastico all'SLD. Alcune criticità emergono invece allo stato limite di collasso, per il quale risultano non soddisfatte le verifiche delle pile più alte, anche se con un coefficiente di verifica che non si discosta troppo dall'unità. Si può

ricercare spiegazione di tali risultati proprio in correlazione all'altezza dei fusti che rende gli elementi maggiormente deformabili.

In relazione a tale verifica, si è condotta anche un'analisi mirata a valutare l'influenza che il valore dello sforzo assiale genera sui risultati di verifica del meccanismo duttile delle pile. Si ricorda infatti che, a differenza degli schemi con fusto singolo, nell'opera oggetto della tesi a seguito di un'azione sismica soprattutto trasversale, in ogni elemento strutturale si produce uno sforzo assiale minimo ed uno massimo di compressione significativamente differenti da quello medio dovuto ai carichi verticali della combinazione sismica. Allo stato limite di collasso, i risultati delle verifiche in termini di D/C hanno permesso di evidenziare come un maggiore livello di compressione, derivante dallo sforzo assiale massimo dell'input sismico, comporti una maggiore severità delle verifiche sui fusti rispetto a quelle condotte con lo sforzo assiale dovuto ai soli carichi verticali. Nello specifico, risulta un incremento dei rapporti di verifica che va dall'1% al 5% considerando la combinazione di sisma principale nella direzione longitudinale e dal 3% all'11% considerando la combinazione di sisma principale nella direzione trasversale. Ciò trova spiegazione nell'influenza negativa che valori elevati di sforzo assiale producono sulla duttilità. Dall'altro lato, la verifica assumendo lo sforzo assiale minimo di compressione derivante dall'input sismico, è risultata meno gravosa rispetto a quella condotta con lo sforzo dei carichi verticali, con una riduzione dei rapporti di verifica fino al 6% per la combinazione di sisma principale in direzione longitudinale ed una riduzione fino al 15% per quella di sisma principale in direzione trasversale. Risultato meno interessante lo si è invece osservato nei confronti dello stato limite di danno, per il quale, la variazione dello sforzo assiale non produce effetti rilevanti sulla verifica.

Infine, nei confronti delle azioni taglianti valutate allo stato limite di collasso, le pile risultano soddisfare i requisiti normativi senza particolari criticità, tranne che per i due fusti esterni della pila 1 per i quali, comunque, risultano dei coefficienti di sicurezza che non si allontanano troppo dall'unità. Ciò è imputabile ad una minore capacità che, per come è definita nella formula trinomia di normativa, è funzione dello sforzo assiale di compressione agente, quest'ultimo risultante di minore entità rispetto ai due fusti centrali a seguito dell'azione sismica trasversale. A tal riguardo occorre inoltre specificare che le verifiche sono state condotte con i tagli sollecitanti minori tra quelli risultanti dall'analisi e quelli ottenuti dall'equilibrio del momento resistente delle pile, anche se normativa non è chiara nel fornire indicazioni in merito. In particolare, la valutazione che propone (in termini di rotazione alla corda al limite elastico) non è sempre affidabile se non c'è piena congruenza tra il valore di rigidità assunta per la domanda (nel modello) e per la capacità (nell'analisi sezionale della pila). Ad aggiungersi a ciò, nel caso in cui l'elemento risulti in campo post-elastico (in seguito alla valutazione della rotazione alla corda), vi è una difficoltà

interpretativa in riferimento all'indicazione di basarsi sull'equilibrio del momento al limite di snervamento. L'applicazione di tale prescrizione potrebbe ritenersi lecita per quegli elementi che hanno superato di poco il limite elastico ma, negli altri di casi, condurrebbe ad una valutazione della sollecitazione di taglio a sfavore di sicurezza.

A conclusione della valutazione di sicurezza sismica dell'opera, si suggeriscono i possibili interventi che si ritengono utili in seguito all'evidenza delle vulnerabilità. Un intervento meno ambizioso potrebbe consistere nell'inserimento di chiavi di taglio atte a vincolare lo scorrimento degli appoggi e nell'incamiciatura in calcestruzzo armato delle pile che lo richiedono. In alternativa, un intervento di più ampio respiro e lungimiranza può consistere nella sostituzione degli attuali appoggi con dei dispositivi d'isolamento elastomerici i quali permetterebbero di risolvere anche le problematiche sorte nelle pile, consentendo probabilmente il raggiungimento di un livello di sicurezza sismica superiore.

Come ulteriore conclusione, alla luce delle variazioni parametriche condotte, si rimarca come alcuni parametri influiscano in maniera importante sui coefficienti di verifica. Pertanto, non solo limitatamente al presente caso studio ma in un contesto più ampio, è possibile affermare che una problematica importante che spesso può presentarsi è quella di una non adeguata conoscenza dei parametri per carenza di indicazioni normative precise (rigidezza delle pile) o per carenza di informazioni (rigidezza degli appoggi). Con riferimento agli appoggi, l'unico strumento di cui si dispone spesso nella pratica (in assenza di specifiche indagini sperimentali), consiste nello stimare i parametri in oggetto sulla base dei dispositivi ad oggi in commercio. È comprensibile, tuttavia, come tale approccio porti con sé incertezze conseguenti la datazione che hanno gli appoggi di cui sono dotati i ponti. Come già messo in luce, infatti, essi potrebbero aver modificato le loro proprietà a seguito dei fenomeni di degrado e comunque, anche non contemplando questo aspetto, è difficile pensare che dispositivi dell'epoca possano avere le medesime proprietà di dispositivi prodotti ad oggi.

Emerge quindi l'assoluta centralità, che meriterebbe ulteriori approfondimenti, del tema del livello di affidabilità e conoscenza dei parametri descritti poiché inesatte assunzioni di essi possono produrre errori nella valutazione della vulnerabilità sismica dei ponti. A questo tema si affianca infine, come già detto, il problema legato alla carenza del quadro normativo italiano odierno che risulta essere pensato prevalentemente per gli edifici e che riguardo ai ponti esistenti presenta delle evidenti lacune.

Bibliografia

M. P. Petrangeli, L. Fieno, R. Orlandi, *"Valutazione della sicurezza in esercizio dei ponti esistenti con impalcati in c.a.p. Prima parte: La procedura definita dalle NTC2018"*, Ingegno, 29/10/2019

M. Frizzarin, A. Leonardi, P. Franchetti, *"Ponti italiani: la parola ai gestori delle reti stradali"* Ingegno, 03/04/2020

R. Pefano *"Gestione dei ponti esistenti: il quadro normativo italiano e il confronto con alcune normative internazionali"*, Ingegno, 25/01/2021

"Alcune note sul problema della obsolescenza dei ponti e viadotti italiani: il punto di vista del progettista", M. Bartolomei, Ingegno, 03/12/2020

M. De Miranda, *"Durabilità di ponti e viadotti: come garantire la sicurezza dei ponti esistenti"*, Ingegno, 24/10/2019

P. Clemente *"I ponti, monumento al progresso: la loro storia e la loro evoluzione"*, Ingegno, 26/08/2018

G. Rinaldi *"La pratica del cemento armato precompresso"*, anno 1962

W. Salvatore *"Valutazione del rischio strutturale dei ponti nelle reti infrastrutturali"*, Roma, 14/02/2019

G. De Matteis, P. Bencivenga, M. Zizi, A. Del Prete, Ascoli Piceno, *"Rischio strutturale di ponti esistenti: considerazioni preliminari sullo scenario in provincia di Caserta"*, Conference: XVII Convegno ANIDIS- L'ingegneria Sismica in Italia, settembre 2019.

Andrea Dall'Asta, *"Vulnerabilità sismica dei ponti"*, Ingegno, 16/06/2015

P. Tortolini, P. R. Marcantonio, M. Pietrangeli, A. Lupoi, *"Criteri per la verifica e la sostituzione degli appoggi in neoprene di viadotti esistenti in zona sismica"*, settembre 2011

C.S. LL. PP., *Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*, 17/04/2020.

P. Baratono, A. Cosentino, S. Puggelli, E. Renzi, W. Salvatore, *"Le nuove Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza dei ponti ed il monitoraggio dei ponti esistenti approvate dal Consup"*, Ingegno

A. Dari, *“Ecco come eviteremo altri crolli dei ponti e assicureremo il monitoraggio de 60.000 ponti esistenti in Italia”*, Ingegno, 21/12/2019

W. Salvatore, E. Renzi, P. Baratono, S. Puggelli, A. Cosentino, *“Analisi delle Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza dei ponti”*, Ingegno, 12/05/2020

W. Salvatore, *“Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti”*, Webinar 20/05/2020

DPC, INGV, Giunti Progetti Educativi S.r.l., *“Io non rischio terremoto, Speciale Marche”*, prima edizione: luglio 2014

E. Cosenza, Università di Napoli Federico II, *“Verifiche di sicurezza dei ponti esistenti”*, Roma, 14/02/2019

F. Leonhardt. *“C.A. e C.A.P., calcolo di progetto e tecniche costruttive”*, Vol. I *“Le basi del dimensionamento nelle costruzioni in cemento armato”*, Vol. V *“Il precompresso, calcolo, verifiche, tecnologie”*, prima edizione: febbraio 1980.

ANAS, *“I quaderni tecnici per la salvaguardia delle infrastrutture”* Vol II

Ing. G. Rebecchi, Ph.D. – Supporto Tecnico Divisione Calcolo Strutturale e Geotecnico Harpaceas s.r.l. *“La formulazione della capacità a taglio ciclico introdotta dalla nuova Circolare applicativa delle NTC 2018”*

M.J.N Priestley, G.M. Calvi, M.J. Kowalsky. *“Displacement-Based Seismic Design of Structures”*

M. Bozza *“Duttività strutturale locale e globale”*

Appendici

Appendice A. Descrizione della campagna d'indagine

Nella presente appendice si mostrano le informazioni relative alla campagna d'indagine, realizzata nel 2010, della quale si è recuperata la documentazione.

Geometria

La geometria dell'opera realizzata ha piena corrispondenza con le informazioni riportate nei documenti del progetto reperito.

Dettagli costruttivi

Sono state eseguite due prove pacometriche per la definizione del numero e diametro delle barre d'armatura. In Tabella 1, i risultati.

Tabella 1 – Risultati prova pacometrica

Elemento	Ferri verticali	Ferri orizzontali
Pila 1	Ø24 mm; s_{medio} = 10.6 cm	Ø12 mm; s_{medio} = 30 cm
Pila 3	Ø24 mm; s_{medio} = 11.3 cm	Ø12 mm; s_{medio} = 30 cm

La Figura 1 rappresentante un estratto delle tavole contabili, mostra come ci sia una buona corrispondenza con le informazioni ricavate dalle prove in situ.

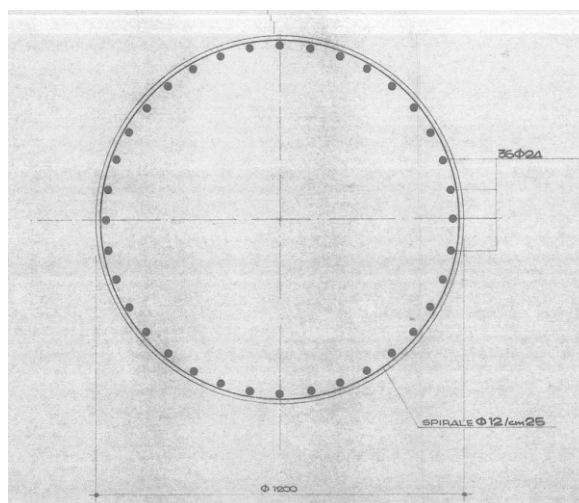


Figura 1 - Armatura pila da tavola contabile

Materiali

Nella Tabella 2, sono esposti i risultati delle prove a schiacciamento su carote cilindriche realizzate per la definizione della resistenza a compressione del calcestruzzo.

Tabella 2 – Caratteristiche di resistenza a compressione del calcestruzzo

Elemento	Informazioni carota	Valore di resistenza
Pila 1	Carota cilindrica Ø84 mm	$f_c=15.8$ MPa ($f_{c,corretto}^{13}=18.3$ MPa)
Pila 3	Carota cilindrica Ø93 mm	$f_c=21.6$ MPa ($f_{c,corretto}=18.9$ MPa)
Spalla A	Carota cilindrica Ø93 mm	$f_c=22.4$ MPa ($f_{c,corretto}=25.1$ MPa)

Per la definizione delle caratteristiche delle barre d'armatura risultano realizzate dalla documentazione disponibile, una prova a trazione diretta e quattro prove di durezza Brinell su altrettante barre in situ. I risultati ottenuti sono mostrati in Tabella 3.

Tabella 3 – Caratteristiche di resistenza dell'acciaio

Elemento	Tipo di prova	Valori di resistenza
Barra d'armatura Ø24 mm nella Pila 3	Trazione diretta	$F_y= 390.66$ MPa $F_t= 609.15$ MPa
Barra d'armatura Ø24 mm nella Pila 1	Brinell	$F_{t,BRINNEL}= 717.94$ MPa
Barra d'armatura Ø20 mm nella Spalla A	Brinell	$F_{t,BRINNEL}= 736.20$ MPa

¹³ Il valore $f_{c,corretto}$ tiene conto del disturbo arrecato al provino in fase di prelievo mediante il coefficiente moltiplicativo $C_d= 1.1$ per valori di $f_{cm}> 20$ MPa e $C_d= 1.2$ per valori di $f_{cm}< 20$ MPa (Colleparidi M. - 2006); inoltre, come indicato nelle norme FEMA 274 il valore diretto ottenuto dalla prova a compressione viene corretto con un coefficiente $C_{h/D}$ (compreso tra 0.87 e 1) relativo al rapporto fra altezza e diametro del provino, e con un coefficiente C_{dia} relativo alla misura del diametro della carota (compreso tra 1.06 per Ø50 mm, 1 per Ø100 mm, 0.98 per Ø150 mm)

Si sottolinea che dagli elaborati in possesso, risultano essere state realizzate anche delle prove per la definizione della profondità di carbonatazione le quali, riportando per inciso l'osservazione, <<in qualche caso superano i valori attesi per calcestruzzi di questa anzianità. Tali valori di profondità, associate alle entità dei copriferri rilevati, destano qualche preoccupazione poiché rendono le armature più esposte al rischio di ossidazione per la variazione di Ph indotta dalla carbonatazione del calcestruzzo superficiale>>.

Appendice B. Valutazione azione sismica

Nella presente appendice vengono riportate in maniera esaustiva le definizioni delle grandezze e le indicazioni normative, in riferimento a quanto trattato nel paragrafo § 4.3.

Definizione del periodo di riferimento

Citando le NTC 2018, 2.4: “le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d’uso C_U .”

La vita nominale di progetto V_N di un’opera è definita come il numero di anni nel quale è previsto che, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, l’opera mantenga un livello prestazionale adeguato ai fini dell’utilizzo per il quale l’opera è stata concepita. La scelta del valore di V_N è guidata dalle norme tecniche per le costruzioni, di cui si riporta l’indicazione in Figura 2.

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Figura 2 - Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto (NTC 2018, Tab. 2.4.I)

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Figura 3 - Valori del coefficiente d'uso C_U (NTC 2018, Tab. 2.4.II)

La classe d’uso C_U consiste invece in un coefficiente che permette di computare l’importanza del ruolo che ricopre l’opera in riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso della stessa. Le NTC 2018, 2.4.2, definiscono quattro classi d’uso associando a queste un livello di strategicità dell’opera crescente. In Figura 3 sono mostrati i valori proposti.

La definizione riportata nelle NTC 2018, 2.4.2 per le costruzioni di classe IV è: «costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. [...] Ponti e reti ferroviarie di importanza

critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. [...]>>

Spettri di risposta

Le NTC 2018, 3.2.3.2 esprimono lo spettro di risposta elastico in accelerazione per mezzo di una forma spettrale riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima a_g attesa su sito di riferimento rigido orizzontale (sottosuolo di cat. A). Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato.

La normativa associa una $P_{VR}=5\%$ allo stato limite di collasso mentre, per lo stato limite di danno $P_{VR}=63\%$. Da ciò, è stato possibile definire il tempo di ritorno T_R del sisma, per mezzo della seguente equazione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

L'accelerazione attesa a_g è stata definita in funzione delle coordinate in termini di latitudine e longitudine del sito dov'è ubicato il ponte e del periodo di riferimento dell'opera. Inoltre, per tener conto della natura topografica e del sottosuolo, la forma spettrale su sottosuolo di categoria A è stata modificata attraverso il coefficiente stratigrafico S_S , il coefficiente topografico S_T e il coefficiente C_C che modifica il valore del periodo T_C .

Vengono mostrate in Figura 4, Figura 5, Figura 6, Figura 7; la classificazione topografica, del sottosuolo e le tabelle per la definizione dei coefficienti secondo normativa.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Figura 4 – Categorie topografiche (NTC 2018, Tab. 3.2.III)

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Figura 5 – Categorie di sottosuolo (NTC 2018, Tab. 3.2.II)

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Figura 6 – Espressioni di S_s e di C_c (NTC 2018, Tab. 3.2.IV)

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Figura 7 – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T (NTC 2018, Tab. 3.2.V)

Nel seguito, in Tabella 4 e Tabella 5, vengono riportate le informazioni associate agli spettri definiti per il presente lavoro.

Tabella 4 – Parametri di definizione degli spettri

Parametro		SLC	SLD
T _R	[anni]	1950	101
a _g	[g]	0.313	0.0922
F ₀	[/]	2.4556	2.4713
T _C *	[s]	0.3336	0.2998
T _B	[s]	0.1524	0.1399
T _C	[s]	0.4571	0.4196
T _D	[s]	2.8504	1.9688
S _S	[/]	1.09	1.20
C _C	[/]	1.37	1.40
S _T	[/]	1.00	1.00

Tabella 5 – Dati spettri di risposta elastici in accelerazione

SLC		SLD	
T	S _a	T	S _a
[s]	[g]	[s]	[g]
0	0.3417	0	0.1106
0.1524	0.839	0.1399	0.2734
0.4571	0.839	0.4196	0.2734
0.5571	0.6884	0.5196	0.2208
0.6571	0.5836	0.6196	0.1852
0.7571	0.5065	0.7196	0.1594
0.8571	0.4474	0.8196	0.14
0.9571	0.4007	0.9196	0.1248
1.0571	0.3628	1.0196	0.1125

1.1571	0.3314	1.1196	0.1025
1.2571	0.305	1.2196	0.0941
1.3571	0.2826	1.3196	0.0869
1.4571	0.2632	1.4196	0.0808
1.5571	0.2463	1.5196	0.0755
1.6571	0.2314	1.6196	0.0708
1.7571	0.2182	1.7196	0.0667
1.8571	0.2065	1.8196	0.0631
1.9571	0.1959	1.9196	0.0598
2.0571	0.1864	1.9688	0.0583
2.1571	0.1778	2.0688	0.0528
2.2571	0.1699	2.1688	0.048
2.3571	0.1627	2.2688	0.0439
2.4571	0.1561	2.3688	0.0403
2.5571	0.15	2.4688	0.0371
2.6571	0.1443	2.5688	0.0342
2.7571	0.1391	2.6688	0.0317
2.8504	0.1345	2.7688	0.0295
2.9504	0.1256	2.8688	0.0274
3.0504	0.1175	2.9688	0.0256
3.1504	0.1101	3.0688	0.024
3.2504	0.1035	3.1688	0.0225
3.3504	0.0974	3.2688	0.0211
3.4504	0.0918	3.3688	0.0199
3.5504	0.0867	3.4688	0.0188
3.6504	0.082	3.5688	0.0177
3.7504	0.0777	3.6688	0.0168
3.8504	0.0737	3.7688	0.0159
3.9504	0.07	3.8688	0.0151
4	0.0683	3.9688	0.0143

Appendice C. Nomenclatura frame nel modello

Nella presente appendice è riportata la nomenclatura degli elementi, al fine di rendere comprensibili i risultati delle verifiche condotte.

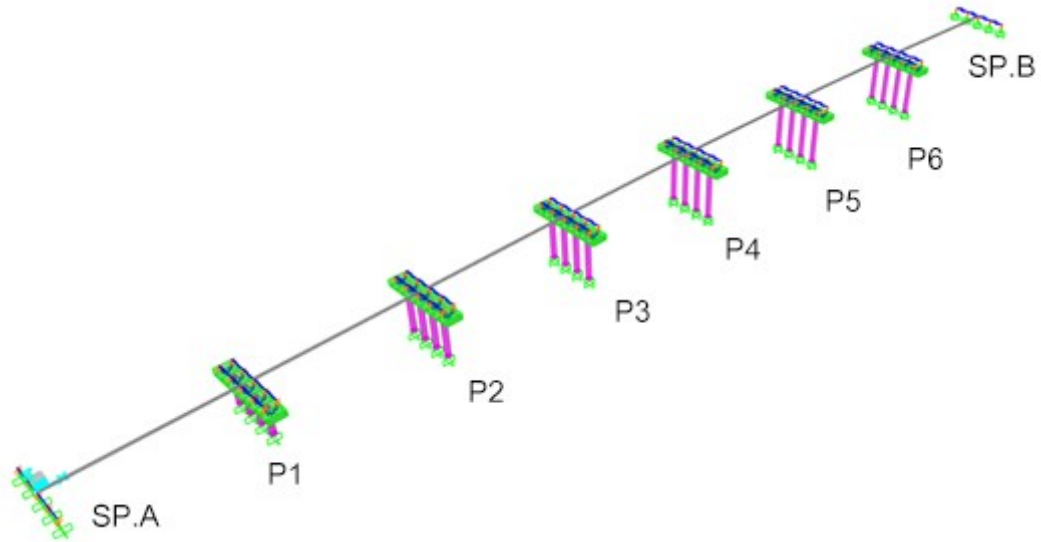


Figura 8 – Numerazione pile

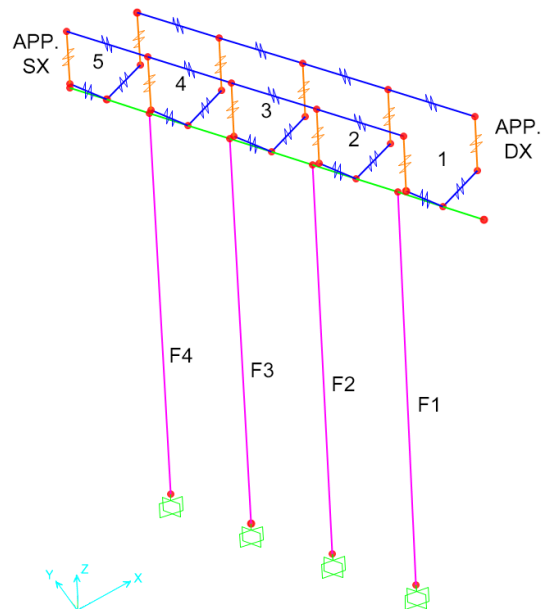


Figura 9 – Numerazione fusti e appoggi *i*-esima pila

Appendice D. Dati diagramma M- χ per EJPile

Nella presente appendice si riportano i dati in input e output del software VcaSlu associati al diagramma M- χ definito per valutare la rigidezza delle pile in configurazione fessurata.

Titolo: Pila Tipo

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 36
 Diametro barre: 2.4 [cm]
 Copriferro (baric.): 5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 2629.27 [kN]
 M_{xEd}: 0 [kNm]
 M_{yEd}: 0 [kNm]

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

FeB38k		Cls	
ϵ_{su}	40 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	390 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200,000 N/mm ²	f_{cd}	20
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.95 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

M_{xRd}: 3,793 [kN m]

σ_c : -20 N/mm²
 σ_s : 390 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 7.378 ‰
 d: 115 [cm]
 x: 37 w/d: 0.3218
 δ : 0.8422

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 [cm] Col. modello

Precompresso

Figura 10 – Input VcaSlu

Tabella 6 – Dati notevoli diagramma M- χ

Ned	$\chi'y$	My	χu	MRd
[kN]	[m-1]	[kNm]	[m-1]	[kNm]
-2629.27	0.002888	2913.89	0.009459	3793.04

Tabella 7 – Punti diagramma M- χ

χ	M
[m-1]	[kNm]
0	0
0.000305	675.856
0.00061	1044.06
0.000915	1331.44
0.00122	1595.28
0.001526	1848.27
0.001831	2094.61
0.002136	2335.99
0.002441	2573.14
0.002888	2913.89
0.003051	3011.78
0.003356	3148.03
0.003661	3252.43
0.003967	3337.88
0.004272	3408.46
0.004577	3467.61
0.004882	3517.79
0.005187	3566.43
0.005492	3601.85
0.005797	3631.42
0.006102	3658.83
0.006408	3683.32
0.006713	3700.21
0.007018	3714.67
0.007323	3728.66
0.007628	3741.44
0.007933	3752.58
0.008238	3763.41
0.008543	3773.94
0.008849	3781.8
0.009154	3787.5
0.009459	3793.04

Appendice E. Verifica di applicabilità dell'analisi dinamica lineare

Nella presente appendice sono mostrati, per ogni fusto, i valori del rapporto ρ tra il momento flettente D_i fornito dall'analisi della struttura soggetta alla combinazione di carico sismica e il corrispondente momento resistente C_i , valutato in presenza dello sforzo normale relativo alle condizioni di carico gravitazionali (combinazione CV_SISMA). Per la valutazione dell' M_{Rd} è stato fatto riferimento ad un unico valore di sforzo assiale corrispondente a quello di massima compressione agente alla base tra tutte le pile.

Tabella 8 – Rapporto tra domanda e capacità dei fusti

Elemento	Fusto	Med (combinazione: Involuppo_SLC)		0.7*Mrd [kNm]	ρ	
		M3 (longit.) [kNm]	M2 (trasv.) [kNm]		ρ_3 [/]	ρ_2 [/]
	[/]	[n°]				
Pila 1	1	3851.51	2453.84	2655.13	1.45	0.92
	2	3823.56	2451.91		1.44	0.92
	3	3817.99	2452.56		1.44	0.92
	4	3827.34	2455.49		1.44	0.92
Pila 2	1	3963.19	3445.67	2655.13	1.49	1.30
	2	3954.76	3445.23		1.49	1.30
	3	3953.60	3445.57		1.49	1.30
	4	3957.46	3446.53		1.49	1.30
Pila 3	1	5332.44	4440.97	2655.13	2.01	1.67
	2	5313.68	4440.45		2.00	1.67
	3	5305.08	4440.76		2.00	1.67
	4	5305.31	4441.77		2.00	1.67
Pila 4	1	5316.63	5850.26	2655.13	2.00	2.20
	2	5303.21	5850.03		2.00	2.20
	3	5291.67	5850.61		1.99	2.20
	4	5282.62	5851.89		1.99	2.20
Pila 5	1	4532.39	5724.61	2655.13	1.71	2.16
	2	4538.43	5724.12		1.71	2.16
	3	4545.44	5724.41		1.71	2.16
	4	4553.42	5725.34		1.71	2.16
Pila 6	1	2964.48	3933.84	2655.13	1.12	1.48
	2	2975.52	3932.70		1.12	1.48
	3	2987.53	3932.16		1.13	1.48
	4	3000.45	3932.09		1.13	1.48

Appendice F. Output completi analisi dinamica modale

Modello 1.0

Tabella 9 – Output analisi modale SAP2000, Modello 1.0

StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	1.53	0.536	0.000	0.536	0.000	0.000	0.000
Mode	2	1.17	0.010	0.001	0.546	0.001	0.000	0.000
Mode	3	0.94	0.096	0.002	0.642	0.003	0.001	0.001
Mode	4	0.90	0.001	0.587	0.642	0.590	0.138	0.140
Mode	5	0.82	0.000	0.027	0.643	0.617	0.302	0.442
Mode	6	0.81	0.005	0.000	0.648	0.617	0.001	0.442
Mode	7	0.77	0.000	0.160	0.648	0.777	0.002	0.444
Mode	8	0.74	0.054	0.000	0.702	0.777	0.000	0.444
Mode	9	0.72	0.000	0.003	0.702	0.781	0.190	0.634
Mode	10	0.70	0.001	0.001	0.703	0.781	0.001	0.635
Mode	11	0.70	0.000	0.093	0.703	0.874	0.030	0.665
Mode	12	0.69	0.000	0.028	0.703	0.903	0.224	0.889
Mode	13	0.68	0.013	0.000	0.716	0.903	0.000	0.889
Mode	14	0.68	0.000	0.016	0.716	0.919	0.000	0.889
Mode	15	0.36	0.003	0.000	0.719	0.919	0.033	0.922
Mode	16	0.29	0.000	0.000	0.719	0.919	0.000	0.922
Mode	17	0.28	0.000	0.000	0.719	0.919	0.000	0.922
Mode	18	0.27	0.005	0.000	0.723	0.919	0.000	0.922
Mode	19	0.26	0.001	0.000	0.725	0.919	0.000	0.922
Mode	20	0.25	0.004	0.000	0.729	0.919	0.000	0.922
Mode	21	0.25	0.000	0.001	0.729	0.920	0.001	0.923
Mode	22	0.25	0.000	0.008	0.729	0.928	0.000	0.923
Mode	23	0.24	0.000	0.017	0.729	0.945	0.016	0.939
Mode	24	0.22	0.000	0.011	0.730	0.955	0.000	0.939
Mode	25	0.21	0.005	0.000	0.735	0.956	0.000	0.939
Mode	26	0.20	0.000	0.018	0.735	0.973	0.008	0.947
Mode	27	0.18	0.005	0.000	0.741	0.973	0.000	0.947
Mode	28	0.15	0.001	0.000	0.742	0.973	0.007	0.953
Mode	29	0.11	0.000	0.000	0.742	0.973	0.000	0.954

Mode	30	0.11	0.001	0.000	0.743	0.973	0.000	0.954
Mode	31	0.10	0.001	0.000	0.744	0.973	0.000	0.954
Mode	32	0.10	0.001	0.000	0.745	0.973	0.000	0.954
Mode	33	0.10	0.001	0.000	0.746	0.973	0.000	0.954
Mode	34	0.10	0.000	0.002	0.746	0.976	0.000	0.954
Mode	35	0.09	0.000	0.022	0.746	0.998	0.041	0.994
Mode	36	0.09	0.001	0.000	0.748	0.998	0.000	0.994
Mode	37	0.09	0.000	0.000	0.748	0.998	0.000	0.995
Mode	38	0.08	0.000	0.000	0.748	0.998	0.002	0.996
Mode	39	0.07	0.000	0.000	0.748	0.998	0.000	0.996
Mode	40	0.07	0.000	0.000	0.749	0.998	0.000	0.996
Mode	41	0.07	0.000	0.000	0.749	0.998	0.000	0.996
Mode	42	0.07	0.001	0.000	0.749	0.998	0.000	0.996
Mode	43	0.07	0.000	0.000	0.750	0.998	0.000	0.996
Mode	44	0.07	0.003	0.001	0.753	0.999	0.002	0.998
Mode	45	0.05	0.000	0.000	0.753	0.999	0.000	0.998
Mode	46	0.05	0.003	0.000	0.755	0.999	0.000	0.998
Mode	47	0.05	0.000	0.000	0.755	0.999	0.000	0.998
Mode	48	0.05	0.000	0.000	0.755	0.999	0.000	0.998
Mode	49	0.05	0.000	0.000	0.755	0.999	0.000	0.998
Mode	50	0.04	0.000	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	51	0.04	0.001	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	52	0.04	0.000	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	53	0.04	0.000	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	54	0.04	0.008	0.000	0.765	0.999	0.000	0.998
Mode	55	0.03	0.009	0.000	0.774	0.999	0.000	0.999
Mode	56	0.03	0.000	0.000	0.774	0.999	0.000	0.999
Mode	57	0.03	0.000	0.000	0.774	0.999	0.000	0.999
Mode	58	0.03	0.000	0.000	0.774	0.999	0.000	0.999
Mode	59	0.03	0.019	0.000	0.793	0.999	0.000	0.999
Mode	60	0.03	0.000	0.000	0.793	0.999	0.000	0.999
Mode	61	0.03	0.006	0.000	0.799	0.999	0.000	0.999
Mode	62	0.03	0.003	0.000	0.802	0.999	0.000	0.999
Mode	63	0.02	0.000	0.000	0.802	0.999	0.000	0.999
Mode	64	0.02	0.007	0.000	0.808	0.999	0.000	0.999
Mode	65	0.02	0.057	0.000	0.866	0.999	0.000	0.999

Modello 1.1

Tabella 10 – Output analisi modale SAP2000, Modello 1.1

StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	2.01	0.570	0.000	0.570	0.000	0.000	0.000
Mode	2	1.36	0.005	0.001	0.575	0.001	0.000	0.000
Mode	3	1.13	0.000	0.646	0.575	0.648	0.119	0.119
Mode	4	1.03	0.090	0.001	0.665	0.648	0.000	0.120
Mode	5	0.96	0.000	0.025	0.666	0.673	0.356	0.475
Mode	6	0.85	0.003	0.003	0.668	0.677	0.000	0.476
Mode	7	0.84	0.000	0.144	0.668	0.821	0.001	0.476
Mode	8	0.76	0.003	0.004	0.671	0.824	0.183	0.660
Mode	9	0.75	0.039	0.000	0.711	0.825	0.015	0.675
Mode	10	0.71	0.000	0.099	0.711	0.923	0.037	0.712
Mode	11	0.70	0.000	0.000	0.711	0.923	0.000	0.713
Mode	12	0.69	0.000	0.019	0.711	0.942	0.206	0.918
Mode	13	0.68	0.013	0.000	0.724	0.942	0.000	0.918
Mode	14	0.68	0.000	0.016	0.724	0.959	0.000	0.918
Mode	15	0.36	0.003	0.000	0.726	0.959	0.030	0.949
Mode	16	0.31	0.000	0.000	0.726	0.959	0.000	0.949
Mode	17	0.30	0.000	0.000	0.726	0.959	0.000	0.949
Mode	18	0.30	0.000	0.000	0.726	0.959	0.000	0.949
Mode	19	0.30	0.000	0.000	0.727	0.959	0.000	0.949
Mode	20	0.29	0.003	0.000	0.729	0.959	0.000	0.949
Mode	21	0.29	0.000	0.006	0.730	0.965	0.003	0.952
Mode	22	0.28	0.001	0.000	0.730	0.965	0.000	0.952
Mode	23	0.27	0.000	0.004	0.731	0.969	0.000	0.952
Mode	24	0.27	0.002	0.000	0.733	0.969	0.000	0.952
Mode	25	0.26	0.000	0.008	0.733	0.977	0.002	0.955
Mode	26	0.21	0.006	0.000	0.739	0.977	0.000	0.955
Mode	27	0.21	0.002	0.000	0.742	0.978	0.000	0.955
Mode	28	0.15	0.001	0.000	0.742	0.978	0.007	0.962
Mode	29	0.14	0.001	0.000	0.743	0.978	0.000	0.962
Mode	30	0.14	0.001	0.000	0.745	0.978	0.000	0.962
Mode	31	0.14	0.001	0.000	0.746	0.978	0.000	0.962
Mode	32	0.13	0.000	0.021	0.746	0.999	0.032	0.994

Mode	33	0.13	0.002	0.000	0.748	0.999	0.000	0.994
Mode	34	0.13	0.002	0.000	0.749	0.999	0.000	0.994
Mode	35	0.11	0.000	0.000	0.750	0.999	0.000	0.994
Mode	36	0.10	0.000	0.000	0.750	0.999	0.003	0.997
Mode	37	0.09	0.000	0.000	0.750	0.999	0.000	0.997
Mode	38	0.08	0.005	0.000	0.755	0.999	0.000	0.997
Mode	39	0.08	0.000	0.000	0.755	0.999	0.001	0.998
Mode	40	0.08	0.000	0.000	0.755	0.999	0.000	0.998
Mode	41	0.08	0.000	0.000	0.755	0.999	0.000	0.998
Mode	42	0.08	0.000	0.000	0.755	0.999	0.000	0.998
Mode	43	0.08	0.000	0.000	0.755	0.999	0.000	0.998
Mode	44	0.07	0.000	0.000	0.755	0.999	0.000	0.998
Mode	45	0.06	0.001	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	46	0.05	0.000	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	47	0.05	0.000	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	48	0.05	0.000	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	49	0.05	0.000	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	50	0.05	0.000	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	51	0.04	0.001	0.000	0.757	0.999	0.000	0.998
Mode	52	0.04	0.000	0.000	0.757	0.999	0.000	0.998
Mode	53	0.04	0.000	0.000	0.757	0.999	0.000	0.998
Mode	54	0.04	0.008	0.000	0.765	0.999	0.000	0.998
Mode	55	0.03	0.009	0.000	0.774	0.999	0.000	0.999
Mode	56	0.03	0.000	0.000	0.774	0.999	0.000	0.999
Mode	57	0.03	0.000	0.000	0.774	0.999	0.000	0.999
Mode	58	0.03	0.000	0.000	0.774	0.999	0.000	0.999
Mode	59	0.03	0.019	0.000	0.793	0.999	0.000	0.999
Mode	60	0.03	0.000	0.000	0.793	0.999	0.000	0.999
Mode	61	0.03	0.006	0.000	0.799	0.999	0.000	0.999
Mode	62	0.03	0.002	0.000	0.802	0.999	0.000	0.999
Mode	63	0.02	0.000	0.000	0.802	0.999	0.000	0.999
Mode	64	0.02	0.006	0.000	0.808	0.999	0.000	0.999
Mode	65	0.02	0.057	0.000	0.865	0.999	0.000	0.999

Modello 1.2

Tabella 11 – Output analisi modale SAP2000, Modello 1.2

StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	1.89	0.563	0.000	0.563	0.000	0.000	0.000
Mode	2	1.31	0.006	0.001	0.568	0.001	0.000	0.000
Mode	3	1.06	0.000	0.631	0.568	0.632	0.126	0.127
Mode	4	1.01	0.092	0.002	0.661	0.634	0.000	0.127
Mode	5	0.92	0.000	0.026	0.661	0.660	0.341	0.468
Mode	6	0.84	0.003	0.001	0.664	0.661	0.000	0.468
Mode	7	0.82	0.000	0.150	0.664	0.811	0.001	0.469
Mode	8	0.75	0.044	0.000	0.709	0.811	0.001	0.470
Mode	9	0.75	0.000	0.004	0.709	0.815	0.194	0.664
Mode	10	0.70	0.000	0.097	0.709	0.912	0.035	0.700
Mode	11	0.70	0.000	0.000	0.709	0.912	0.000	0.700
Mode	12	0.69	0.000	0.022	0.709	0.934	0.212	0.912
Mode	13	0.68	0.013	0.000	0.722	0.934	0.000	0.912
Mode	14	0.68	0.000	0.016	0.722	0.951	0.000	0.912
Mode	15	0.36	0.003	0.000	0.725	0.951	0.031	0.943
Mode	16	0.30	0.000	0.000	0.725	0.951	0.000	0.943
Mode	17	0.29	0.000	0.000	0.725	0.951	0.000	0.943
Mode	18	0.29	0.000	0.000	0.725	0.951	0.000	0.943
Mode	19	0.29	0.003	0.000	0.728	0.951	0.000	0.943
Mode	20	0.28	0.000	0.001	0.728	0.952	0.000	0.943
Mode	21	0.28	0.001	0.000	0.729	0.952	0.001	0.944
Mode	22	0.28	0.000	0.008	0.729	0.961	0.005	0.949
Mode	23	0.27	0.003	0.000	0.732	0.961	0.000	0.949
Mode	24	0.26	0.000	0.005	0.732	0.966	0.000	0.949
Mode	25	0.25	0.000	0.010	0.732	0.976	0.004	0.952
Mode	26	0.21	0.007	0.001	0.739	0.976	0.000	0.952
Mode	27	0.20	0.002	0.000	0.741	0.976	0.000	0.952
Mode	28	0.15	0.001	0.000	0.742	0.976	0.007	0.959
Mode	29	0.13	0.001	0.000	0.743	0.976	0.000	0.959
Mode	30	0.13	0.001	0.000	0.745	0.976	0.000	0.959
Mode	31	0.13	0.001	0.000	0.746	0.976	0.000	0.959
Mode	32	0.12	0.000	0.022	0.746	0.999	0.034	0.993

Mode	33	0.12	0.002	0.000	0.747	0.999	0.000	0.993
Mode	34	0.12	0.001	0.000	0.749	0.999	0.000	0.993
Mode	35	0.11	0.001	0.000	0.750	0.999	0.000	0.993
Mode	36	0.10	0.000	0.000	0.750	0.999	0.003	0.997
Mode	37	0.09	0.000	0.000	0.750	0.999	0.000	0.997
Mode	38	0.08	0.000	0.000	0.750	0.999	0.001	0.998
Mode	39	0.08	0.000	0.000	0.750	0.999	0.000	0.998
Mode	40	0.08	0.000	0.000	0.750	0.999	0.000	0.998
Mode	41	0.08	0.000	0.000	0.750	0.999	0.000	0.998
Mode	42	0.08	0.005	0.000	0.755	0.999	0.000	0.998
Mode	43	0.08	0.000	0.000	0.755	0.999	0.000	0.998
Mode	44	0.07	0.000	0.000	0.755	0.999	0.000	0.998
Mode	45	0.06	0.001	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	46	0.05	0.000	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	47	0.05	0.000	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	48	0.05	0.000	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	49	0.05	0.000	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	50	0.05	0.000	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	51	0.04	0.001	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	52	0.04	0.000	0.000	0.757	0.999	0.000	0.998
Mode	53	0.04	0.000	0.000	0.757	0.999	0.000	0.998
Mode	54	0.04	0.008	0.000	0.765	0.999	0.000	0.998
Mode	55	0.03	0.009	0.000	0.774	0.999	0.000	0.999
Mode	56	0.03	0.000	0.000	0.774	0.999	0.000	0.999
Mode	57	0.03	0.000	0.000	0.774	0.999	0.000	0.999
Mode	58	0.03	0.000	0.000	0.774	0.999	0.000	0.999
Mode	59	0.03	0.019	0.000	0.793	0.999	0.000	0.999
Mode	60	0.03	0.000	0.000	0.793	0.999	0.000	0.999
Mode	61	0.03	0.006	0.000	0.799	0.999	0.000	0.999
Mode	62	0.03	0.002	0.000	0.802	0.999	0.000	0.999
Mode	63	0.02	0.000	0.000	0.802	0.999	0.000	0.999
Mode	64	0.02	0.006	0.000	0.808	0.999	0.000	0.999
Mode	65	0.02	0.057	0.000	0.866	0.999	0.000	0.999

Modello 1.3

Tabella 12 – Output analisi modale SAP2000, Modello 1.3

StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	1.79	0.556	0.000	0.556	0.000	0.000	0.000
Mode	2	1.28	0.006	0.001	0.563	0.001	0.000	0.000
Mode	3	1.01	0.001	0.609	0.564	0.610	0.130	0.130
Mode	4	0.99	0.093	0.012	0.656	0.622	0.001	0.131
Mode	5	0.89	0.000	0.027	0.657	0.649	0.330	0.461
Mode	6	0.83	0.004	0.000	0.661	0.650	0.000	0.461
Mode	7	0.81	0.000	0.153	0.661	0.803	0.001	0.462
Mode	8	0.75	0.047	0.000	0.708	0.803	0.000	0.463
Mode	9	0.74	0.000	0.003	0.708	0.806	0.193	0.656
Mode	10	0.70	0.000	0.096	0.708	0.903	0.034	0.690
Mode	11	0.70	0.000	0.000	0.708	0.903	0.000	0.690
Mode	12	0.69	0.000	0.024	0.708	0.927	0.216	0.906
Mode	13	0.68	0.013	0.000	0.721	0.927	0.000	0.906
Mode	14	0.68	0.000	0.016	0.721	0.943	0.000	0.906
Mode	15	0.36	0.003	0.000	0.724	0.943	0.032	0.938
Mode	16	0.30	0.000	0.000	0.724	0.943	0.000	0.938
Mode	17	0.29	0.000	0.000	0.724	0.943	0.000	0.938
Mode	18	0.28	0.002	0.000	0.725	0.943	0.000	0.938
Mode	19	0.28	0.002	0.000	0.727	0.943	0.000	0.938
Mode	20	0.28	0.001	0.000	0.728	0.943	0.000	0.939
Mode	21	0.28	0.000	0.002	0.728	0.946	0.000	0.939
Mode	22	0.27	0.000	0.011	0.729	0.956	0.008	0.946
Mode	23	0.27	0.003	0.000	0.732	0.957	0.000	0.946
Mode	24	0.25	0.000	0.007	0.732	0.964	0.000	0.946
Mode	25	0.24	0.000	0.011	0.732	0.975	0.005	0.951
Mode	26	0.21	0.006	0.001	0.738	0.975	0.000	0.951
Mode	27	0.20	0.003	0.000	0.741	0.975	0.000	0.951
Mode	28	0.15	0.001	0.000	0.742	0.975	0.006	0.957
Mode	29	0.12	0.001	0.000	0.743	0.975	0.000	0.957
Mode	30	0.12	0.001	0.000	0.744	0.975	0.000	0.957
Mode	31	0.12	0.001	0.000	0.746	0.976	0.000	0.957
Mode	32	0.12	0.000	0.016	0.746	0.991	0.026	0.983

Mode	33	0.11	0.000	0.007	0.746	0.999	0.010	0.993
Mode	34	0.11	0.001	0.000	0.748	0.999	0.000	0.993
Mode	35	0.11	0.002	0.000	0.749	0.999	0.000	0.993
Mode	36	0.10	0.000	0.000	0.749	0.999	0.003	0.996
Mode	37	0.09	0.000	0.000	0.749	0.999	0.000	0.996
Mode	38	0.08	0.000	0.000	0.749	0.999	0.001	0.998
Mode	39	0.08	0.000	0.000	0.750	0.999	0.000	0.998
Mode	40	0.08	0.000	0.000	0.750	0.999	0.000	0.998
Mode	41	0.08	0.000	0.000	0.750	0.999	0.000	0.998
Mode	42	0.07	0.000	0.000	0.750	0.999	0.000	0.998
Mode	43	0.07	0.004	0.000	0.754	0.999	0.000	0.998
Mode	44	0.07	0.000	0.000	0.754	0.999	0.000	0.998
Mode	45	0.05	0.001	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	46	0.05	0.000	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	47	0.05	0.000	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	48	0.05	0.000	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	49	0.05	0.000	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	50	0.05	0.000	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	51	0.04	0.001	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	52	0.04	0.000	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	53	0.04	0.000	0.000	0.757	0.999	0.000	0.998
Mode	54	0.04	0.008	0.000	0.765	0.999	0.000	0.998
Mode	55	0.03	0.009	0.000	0.774	0.999	0.000	0.999
Mode	56	0.03	0.000	0.000	0.774	0.999	0.000	0.999
Mode	57	0.03	0.000	0.000	0.774	0.999	0.000	0.999
Mode	58	0.03	0.000	0.000	0.774	0.999	0.000	0.999
Mode	59	0.03	0.019	0.000	0.793	0.999	0.000	0.999
Mode	60	0.03	0.000	0.000	0.793	0.999	0.000	0.999
Mode	61	0.03	0.006	0.000	0.799	0.999	0.000	0.999
Mode	62	0.03	0.002	0.000	0.802	0.999	0.000	0.999
Mode	63	0.02	0.000	0.000	0.802	0.999	0.000	0.999
Mode	64	0.02	0.006	0.000	0.808	0.999	0.000	0.999
Mode	65	0.02	0.057	0.000	0.866	0.999	0.000	0.999

Modello 2.0

Tabella 13 – Output analisi modale SAP2000, Modello 2.0

StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	1.77	0.572	0.000	0.572	0.000	0.000	0.000
Mode	2	1.19	0.004	0.001	0.576	0.001	0.000	0.000
Mode	3	1.00	0.000	0.650	0.576	0.651	0.117	0.117
Mode	4	0.90	0.090	0.001	0.666	0.652	0.001	0.118
Mode	5	0.85	0.001	0.025	0.667	0.677	0.362	0.480
Mode	6	0.74	0.002	0.017	0.669	0.693	0.000	0.480
Mode	7	0.74	0.000	0.130	0.669	0.824	0.001	0.481
Mode	8	0.66	0.000	0.004	0.669	0.828	0.200	0.681
Mode	9	0.65	0.041	0.000	0.711	0.828	0.001	0.682
Mode	10	0.61	0.000	0.099	0.711	0.927	0.038	0.721
Mode	11	0.61	0.000	0.000	0.711	0.927	0.000	0.721
Mode	12	0.60	0.000	0.018	0.711	0.945	0.202	0.923
Mode	13	0.59	0.013	0.000	0.724	0.945	0.000	0.923
Mode	14	0.59	0.000	0.016	0.724	0.961	0.000	0.923
Mode	15	0.35	0.003	0.000	0.726	0.961	0.027	0.950
Mode	16	0.27	0.000	0.000	0.726	0.961	0.000	0.950
Mode	17	0.27	0.000	0.000	0.726	0.961	0.000	0.950
Mode	18	0.26	0.000	0.000	0.727	0.961	0.000	0.950
Mode	19	0.26	0.000	0.000	0.727	0.961	0.000	0.950
Mode	20	0.25	0.003	0.000	0.730	0.961	0.000	0.950
Mode	21	0.25	0.000	0.005	0.730	0.967	0.003	0.953
Mode	22	0.25	0.001	0.000	0.731	0.967	0.000	0.953
Mode	23	0.24	0.000	0.004	0.731	0.970	0.000	0.953
Mode	24	0.24	0.003	0.000	0.734	0.970	0.000	0.953
Mode	25	0.23	0.000	0.007	0.734	0.977	0.002	0.955
Mode	26	0.20	0.005	0.001	0.740	0.978	0.000	0.955
Mode	27	0.18	0.002	0.000	0.742	0.978	0.000	0.955
Mode	28	0.14	0.001	0.000	0.743	0.978	0.007	0.962
Mode	29	0.13	0.001	0.000	0.744	0.978	0.000	0.962
Mode	30	0.13	0.001	0.000	0.745	0.978	0.000	0.962
Mode	31	0.13	0.001	0.000	0.746	0.978	0.000	0.962
Mode	32	0.12	0.000	0.020	0.746	0.999	0.031	0.993

Mode	33	0.12	0.001	0.000	0.748	0.999	0.000	0.993
Mode	34	0.11	0.001	0.000	0.749	0.999	0.000	0.993
Mode	35	0.11	0.001	0.000	0.750	0.999	0.000	0.993
Mode	36	0.10	0.000	0.000	0.750	0.999	0.004	0.997
Mode	37	0.09	0.000	0.000	0.750	0.999	0.000	0.997
Mode	38	0.08	0.000	0.000	0.750	0.999	0.001	0.998
Mode	39	0.08	0.000	0.000	0.750	0.999	0.000	0.998
Mode	40	0.08	0.000	0.000	0.750	0.999	0.000	0.998
Mode	41	0.08	0.000	0.000	0.750	0.999	0.000	0.998
Mode	42	0.08	0.005	0.000	0.755	0.999	0.000	0.998
Mode	43	0.08	0.000	0.000	0.755	0.999	0.000	0.998
Mode	44	0.07	0.000	0.000	0.755	0.999	0.000	0.998
Mode	45	0.06	0.001	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	46	0.05	0.000	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	47	0.05	0.000	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	48	0.05	0.000	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	49	0.05	0.000	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	50	0.05	0.000	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	51	0.04	0.001	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	52	0.04	0.000	0.000	0.757	0.999	0.000	0.998
Mode	53	0.04	0.000	0.000	0.757	0.999	0.000	0.998
Mode	54	0.04	0.008	0.000	0.765	0.999	0.000	0.998
Mode	55	0.03	0.009	0.000	0.774	0.999	0.000	0.999
Mode	56	0.03	0.000	0.000	0.774	0.999	0.000	0.999
Mode	57	0.03	0.000	0.000	0.774	0.999	0.000	0.999
Mode	58	0.03	0.000	0.000	0.774	0.999	0.000	0.999
Mode	59	0.03	0.019	0.000	0.793	0.999	0.000	0.999
Mode	60	0.03	0.000	0.000	0.793	0.999	0.000	0.999
Mode	61	0.03	0.006	0.000	0.799	0.999	0.000	0.999
Mode	62	0.03	0.002	0.000	0.802	0.999	0.000	0.999
Mode	63	0.02	0.000	0.000	0.802	0.999	0.000	0.999
Mode	64	0.02	0.006	0.000	0.808	0.999	0.000	0.999
Mode	65	0.02	0.057	0.000	0.866	0.999	0.000	0.999

Modello 2.1

Tabella 14 – Output analisi modale SAP2000, Modello 2.1

StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	1.68	0.566	0.000	0.566	0.000	0.000	0.000
Mode	2	1.16	0.005	0.001	0.571	0.001	0.000	0.000
Mode	3	0.95	0.000	0.638	0.571	0.639	0.123	0.123
Mode	4	0.88	0.091	0.001	0.663	0.641	0.000	0.124
Mode	5	0.82	0.000	0.026	0.663	0.666	0.350	0.474
Mode	6	0.73	0.003	0.002	0.666	0.668	0.000	0.474
Mode	7	0.72	0.000	0.149	0.666	0.817	0.001	0.475
Mode	8	0.65	0.040	0.000	0.706	0.817	0.014	0.488
Mode	9	0.65	0.003	0.003	0.710	0.820	0.185	0.673
Mode	10	0.61	0.000	0.098	0.710	0.919	0.037	0.710
Mode	11	0.61	0.000	0.000	0.710	0.919	0.000	0.710
Mode	12	0.60	0.000	0.020	0.710	0.939	0.207	0.918
Mode	13	0.59	0.013	0.000	0.723	0.939	0.000	0.918
Mode	14	0.59	0.000	0.016	0.723	0.955	0.000	0.918
Mode	15	0.34	0.003	0.000	0.725	0.955	0.028	0.945
Mode	16	0.27	0.000	0.000	0.725	0.955	0.000	0.946
Mode	17	0.26	0.000	0.000	0.725	0.955	0.000	0.946
Mode	18	0.26	0.000	0.000	0.726	0.955	0.000	0.946
Mode	19	0.25	0.001	0.001	0.727	0.956	0.000	0.946
Mode	20	0.25	0.002	0.000	0.729	0.956	0.000	0.946
Mode	21	0.25	0.001	0.006	0.730	0.962	0.004	0.950
Mode	22	0.24	0.000	0.001	0.730	0.963	0.000	0.950
Mode	23	0.24	0.003	0.001	0.733	0.964	0.000	0.950
Mode	24	0.23	0.000	0.004	0.734	0.968	0.000	0.950
Mode	25	0.22	0.000	0.008	0.734	0.975	0.003	0.953
Mode	26	0.20	0.005	0.002	0.739	0.977	0.000	0.953
Mode	27	0.18	0.003	0.000	0.741	0.977	0.000	0.953
Mode	28	0.14	0.001	0.000	0.743	0.977	0.007	0.960
Mode	29	0.12	0.001	0.000	0.743	0.977	0.000	0.960
Mode	30	0.12	0.001	0.000	0.745	0.977	0.000	0.960
Mode	31	0.12	0.001	0.000	0.746	0.977	0.000	0.960
Mode	32	0.11	0.000	0.001	0.746	0.978	0.003	0.963
Mode	33	0.11	0.000	0.020	0.746	0.999	0.030	0.992
Mode	34	0.11	0.001	0.000	0.748	0.999	0.000	0.992
Mode	35	0.11	0.002	0.000	0.749	0.999	0.000	0.992
Mode	36	0.10	0.000	0.000	0.749	0.999	0.004	0.996
Mode	37	0.09	0.000	0.000	0.749	0.999	0.000	0.996

Mode	38	0.08	0.000	0.000	0.749	0.999	0.001	0.998
Mode	39	0.08	0.000	0.000	0.750	0.999	0.000	0.998
Mode	40	0.08	0.000	0.000	0.750	0.999	0.000	0.998
Mode	41	0.08	0.000	0.000	0.750	0.999	0.000	0.998
Mode	42	0.07	0.000	0.000	0.750	0.999	0.000	0.998
Mode	43	0.07	0.004	0.000	0.754	0.999	0.000	0.998
Mode	44	0.07	0.000	0.000	0.754	0.999	0.000	0.998
Mode	45	0.05	0.001	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	46	0.05	0.000	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	47	0.05	0.000	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	48	0.05	0.000	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	49	0.05	0.000	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	50	0.05	0.000	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	51	0.04	0.001	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	52	0.04	0.000	0.000	0.756	0.999	0.000	0.998
Mode	53	0.04	0.000	0.000	0.757	0.999	0.000	0.998
Mode	54	0.04	0.008	0.000	0.765	0.999	0.000	0.998
Mode	55	0.03	0.009	0.000	0.774	0.999	0.000	0.999
Mode	56	0.03	0.000	0.000	0.774	0.999	0.000	0.999
Mode	57	0.03	0.000	0.000	0.774	0.999	0.000	0.999
Mode	58	0.03	0.000	0.000	0.774	0.999	0.000	0.999
Mode	59	0.03	0.019	0.000	0.793	0.999	0.000	0.999
Mode	60	0.03	0.000	0.000	0.793	0.999	0.000	0.999
Mode	61	0.03	0.006	0.000	0.799	0.999	0.000	0.999
Mode	62	0.03	0.002	0.000	0.802	0.999	0.000	0.999
Mode	63	0.02	0.000	0.000	0.802	0.999	0.000	0.999
Mode	64	0.02	0.006	0.000	0.808	0.999	0.000	0.999
Mode	65	0.02	0.057	0.000	0.866	0.999	0.000	0.999

Appendice G. Listati verifiche dei dispositivi d'appoggio

Nella presente appendice sono riportati per i due stati limite di riferimento, i listati completi dello svolgimento delle verifiche in termini di valori di domanda, di capacità e di coefficienti di sicurezza risultanti per le due combinazioni di sisma principale.

Stato limite di collasso (SLC)

Tabella 15 – Valori di domanda associati alla combinazione SISMA_X_SLC in termini di forza (V) e spostamento (U) per le due direzioni principali longitudinale e trasversale, per ogni dispositivo d'appoggio e per entrambi i valori modulo elastico tangenziale

Appoggio	G=1.2				G=0.9			
	V_l	U_l	V_t	U_t	V_l	U_l	V_t	U_t
[/]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[m]
SP.A_APP.1	398.724	0.046	147.125	0.017	342.495	0.053	127.467	0.020
SP.A_APP.2	398.724	0.046	147.125	0.017	342.495	0.053	127.467	0.020
SP.A_APP.3	398.724	0.046	147.125	0.017	342.495	0.053	127.467	0.020
SP.A_APP.4	398.724	0.046	147.125	0.017	342.495	0.053	127.467	0.020
SP.A_APP.5	398.724	0.046	147.125	0.017	342.495	0.053	127.467	0.020
P1_APP.SX.1	231.424	0.027	132.954	0.015	199.844	0.031	116.307	0.018
P1_APP.SX.2	231.389	0.027	132.972	0.015	199.830	0.031	116.319	0.018
P1_APP.SX.3	231.376	0.027	132.978	0.015	199.823	0.031	116.324	0.018
P1_APP.SX.4	231.386	0.027	132.972	0.015	199.825	0.031	116.320	0.018
P1_APP.SX.5	231.420	0.027	132.954	0.015	199.838	0.031	116.308	0.018
P1_APP.DX.1	478.616	0.055	138.189	0.016	407.470	0.063	120.200	0.018
P1_APP.DX.2	478.750	0.055	138.208	0.016	407.558	0.063	120.213	0.018
P1_APP.DX.3	478.788	0.055	138.215	0.016	407.582	0.063	120.217	0.018
P1_APP.DX.4	478.736	0.055	138.209	0.016	407.546	0.063	120.213	0.018
P1_APP.DX.5	478.595	0.055	138.189	0.016	407.452	0.063	120.200	0.018
P2_APP.SX.1	304.362	0.035	92.829	0.011	254.635	0.039	82.279	0.013
P2_APP.SX.2	304.305	0.035	92.839	0.011	254.598	0.039	82.286	0.013
P2_APP.SX.3	304.291	0.035	92.843	0.011	254.589	0.039	82.289	0.013
P2_APP.SX.4	304.319	0.035	92.839	0.011	254.606	0.039	82.286	0.013
P2_APP.SX.5	304.384	0.035	92.829	0.011	254.647	0.039	82.279	0.013
P2_APP.DX.1	469.163	0.054	135.664	0.016	402.255	0.062	118.609	0.018
P2_APP.DX.2	469.245	0.054	135.679	0.016	402.311	0.062	118.619	0.018
P2_APP.DX.3	469.267	0.054	135.684	0.016	402.327	0.062	118.622	0.018

P2_APP.DX.4	469.234	0.054	135.679	0.016	402.305	0.062	118.619	0.018
P2_APP.DX.5	469.146	0.054	135.664	0.016	402.245	0.062	118.609	0.018
P3_APP.SX.1	298.505	0.034	127.778	0.015	258.158	0.040	110.403	0.017
P3_APP.SX.2	298.461	0.034	127.789	0.015	258.130	0.040	110.411	0.017
P3_APP.SX.3	298.454	0.034	127.792	0.015	258.125	0.040	110.413	0.017
P3_APP.SX.4	298.481	0.034	127.789	0.015	258.141	0.040	110.411	0.017
P3_APP.SX.5	298.536	0.034	127.778	0.015	258.176	0.040	110.403	0.017
P3_APP.DX.1	459.370	0.053	177.382	0.020	406.168	0.062	152.917	0.024
P3_APP.DX.2	459.470	0.053	177.400	0.020	406.238	0.062	152.929	0.024
P3_APP.DX.3	459.494	0.053	177.406	0.020	406.256	0.063	152.933	0.024
P3_APP.DX.4	459.448	0.053	177.400	0.020	406.225	0.062	152.929	0.024
P3_APP.DX.5	459.337	0.053	177.382	0.020	406.149	0.062	152.917	0.024
P4_APP.SX.1	172.870	0.020	98.899	0.011	149.661	0.023	86.742	0.013
P4_APP.SX.2	172.929	0.020	98.920	0.011	149.703	0.023	86.756	0.013
P4_APP.SX.3	172.945	0.020	98.927	0.011	149.716	0.023	86.760	0.013
P4_APP.SX.4	172.922	0.020	98.920	0.011	149.699	0.023	86.756	0.013
P4_APP.SX.5	172.859	0.020	98.899	0.011	149.654	0.023	86.742	0.013
P4_APP.DX.1	205.586	0.024	160.958	0.019	184.938	0.028	143.105	0.022
P4_APP.DX.2	205.651	0.024	160.982	0.019	184.988	0.028	143.121	0.022
P4_APP.DX.3	205.673	0.024	160.990	0.019	185.005	0.028	143.127	0.022
P4_APP.DX.4	205.651	0.024	160.982	0.019	184.988	0.028	143.122	0.022
P4_APP.DX.5	205.586	0.024	160.959	0.019	184.938	0.028	143.106	0.022
P5_APP.SX.1	416.882	0.048	160.823	0.019	361.701	0.056	140.885	0.022
P5_APP.SX.2	416.956	0.048	160.842	0.019	361.752	0.056	140.899	0.022
P5_APP.SX.3	416.981	0.048	160.848	0.019	361.770	0.056	140.903	0.022
P5_APP.SX.4	416.957	0.048	160.841	0.019	361.753	0.056	140.898	0.022
P5_APP.SX.5	416.885	0.048	160.822	0.019	361.702	0.056	140.885	0.022
P5_APP.DX.1	300.357	0.035	114.169	0.013	254.477	0.039	100.747	0.016
P5_APP.DX.2	300.311	0.035	114.185	0.013	254.448	0.039	100.759	0.016
P5_APP.DX.3	300.295	0.035	114.190	0.013	254.438	0.039	100.763	0.016
P5_APP.DX.4	300.310	0.035	114.186	0.013	254.448	0.039	100.759	0.016
P5_APP.DX.5	300.355	0.035	114.171	0.013	254.477	0.039	100.749	0.016
P6_APP.SX.1	521.698	0.060	171.805	0.020	449.024	0.069	149.510	0.023
P6_APP.SX.2	521.759	0.060	171.820	0.020	449.067	0.069	149.521	0.023
P6_APP.SX.3	521.783	0.060	171.825	0.020	449.083	0.069	149.524	0.023
P6_APP.SX.4	521.768	0.060	171.819	0.020	449.072	0.069	149.520	0.023
P6_APP.SX.5	521.712	0.060	171.803	0.020	449.032	0.069	149.509	0.023
P6_APP.DX.1	406.771	0.047	81.481	0.009	340.461	0.052	70.044	0.011

P6_APP.DX.2	406.712	0.047	81.479	0.009	340.420	0.052	70.044	0.011
P6_APP.DX.3	406.690	0.047	81.478	0.009	340.405	0.052	70.044	0.011
P6_APP.DX.4	406.705	0.047	81.479	0.009	340.416	0.052	70.044	0.011
P6_APP.DX.5	406.761	0.047	81.482	0.009	340.455	0.052	70.045	0.011
SP.B_APP.1	608.992	0.070	164.706	0.019	520.833	0.080	140.642	0.022
SP.B_APP.2	608.992	0.070	164.706	0.019	520.833	0.080	140.642	0.022
SP.B_APP.3	608.992	0.070	164.706	0.019	520.833	0.080	140.642	0.022
SP.B_APP.4	608.992	0.070	164.706	0.019	520.833	0.080	140.642	0.022
SP.B_APP.5	608.992	0.070	164.706	0.019	520.833	0.080	140.642	0.022

Tabella 16 – Valori di domanda associati alla combinazione SISMA_Y_SLC in termini di forza (V) e spostamento (U) per le due direzioni principali longitudinale e trasversale, per ogni dispositivo d'appoggio e per entrambi i valori modulo elastico tangenziale

Appoggio	G=1.2				G=0.9			
	V _l	U _l	V _t	U _t	V _l	U _l	V _t	U _t
[/]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[m]
SP.A_APP.1	137.537	0.016	470.327	0.054	117.329	0.018	408.713	0.063
SP.A_APP.2	137.537	0.016	470.327	0.054	117.329	0.018	408.713	0.063
SP.A_APP.3	137.537	0.016	470.327	0.054	117.329	0.018	408.713	0.063
SP.A_APP.4	137.537	0.016	470.327	0.054	117.329	0.018	408.713	0.063
SP.A_APP.5	137.537	0.016	470.327	0.054	117.329	0.018	408.713	0.063
P1_APP.SX.1	75.489	0.009	418.101	0.048	64.465	0.010	367.806	0.057
P1_APP.SX.2	75.456	0.009	418.164	0.048	64.449	0.010	367.848	0.057
P1_APP.SX.3	75.416	0.009	418.184	0.048	64.428	0.010	367.862	0.057
P1_APP.SX.4	75.390	0.009	418.164	0.048	64.414	0.010	367.848	0.057
P1_APP.SX.5	75.394	0.009	418.102	0.048	64.415	0.010	367.806	0.057
P1_APP.DX.1	170.262	0.020	406.950	0.047	144.680	0.022	357.076	0.055
P1_APP.DX.2	170.328	0.020	407.012	0.047	144.721	0.022	357.117	0.055
P1_APP.DX.3	170.382	0.020	407.033	0.047	144.750	0.022	357.131	0.055
P1_APP.DX.4	170.402	0.020	407.013	0.047	144.757	0.022	357.118	0.055
P1_APP.DX.5	170.367	0.020	406.951	0.047	144.732	0.022	357.076	0.055
P2_APP.SX.1	103.216	0.012	248.518	0.029	87.046	0.013	224.550	0.035
P2_APP.SX.2	103.203	0.012	248.554	0.029	87.037	0.013	224.575	0.035
P2_APP.SX.3	103.207	0.012	248.566	0.029	87.038	0.013	224.584	0.035
P2_APP.SX.4	103.222	0.012	248.554	0.029	87.046	0.013	224.575	0.035
P2_APP.SX.5	103.244	0.012	248.518	0.029	87.060	0.013	224.550	0.035

P2_APP.DX.1	153.856	0.018	379.839	0.044	132.208	0.020	337.201	0.052
P2_APP.DX.2	153.880	0.018	379.886	0.044	132.225	0.020	337.234	0.052
P2_APP.DX.3	153.885	0.018	379.902	0.044	132.229	0.020	337.245	0.052
P2_APP.DX.4	153.872	0.018	379.886	0.044	132.222	0.020	337.234	0.052
P2_APP.DX.5	153.843	0.018	379.839	0.044	132.203	0.020	337.201	0.052
P3_APP.SX.1	115.867	0.013	343.894	0.040	99.753	0.015	303.720	0.047
P3_APP.SX.2	115.862	0.013	343.931	0.040	99.750	0.015	303.745	0.047
P3_APP.SX.3	115.875	0.013	343.943	0.040	99.756	0.015	303.754	0.047
P3_APP.SX.4	115.898	0.013	343.931	0.040	99.769	0.015	303.745	0.047
P3_APP.SX.5	115.921	0.013	343.894	0.040	99.783	0.015	303.720	0.047
P3_APP.DX.1	163.505	0.019	500.886	0.058	143.811	0.022	435.455	0.067
P3_APP.DX.2	163.526	0.019	500.940	0.058	143.828	0.022	435.491	0.067
P3_APP.DX.3	163.518	0.019	500.958	0.058	143.825	0.022	435.503	0.067
P3_APP.DX.4	163.489	0.019	500.940	0.058	143.807	0.022	435.491	0.067
P3_APP.DX.5	163.448	0.019	500.886	0.058	143.780	0.022	435.455	0.067
P4_APP.SX.1	73.099	0.008	249.068	0.029	62.194	0.010	225.816	0.035
P4_APP.SX.2	73.117	0.008	249.137	0.029	62.208	0.010	225.863	0.035
P4_APP.SX.3	73.124	0.008	249.160	0.029	62.212	0.010	225.878	0.035
P4_APP.SX.4	73.119	0.008	249.137	0.029	62.208	0.010	225.863	0.035
P4_APP.SX.5	73.101	0.008	249.068	0.029	62.196	0.010	225.816	0.035
P4_APP.DX.1	85.809	0.010	444.652	0.051	75.549	0.012	400.534	0.062
P4_APP.DX.2	85.827	0.010	444.727	0.051	75.563	0.012	400.585	0.062
P4_APP.DX.3	85.830	0.010	444.752	0.051	75.566	0.012	400.602	0.062
P4_APP.DX.4	85.820	0.010	444.728	0.051	75.558	0.012	400.585	0.062
P4_APP.DX.5	85.797	0.010	444.652	0.051	75.541	0.012	400.534	0.062
P5_APP.SX.1	146.613	0.017	474.044	0.055	128.499	0.020	417.052	0.064
P5_APP.SX.2	146.636	0.017	474.109	0.055	128.515	0.020	417.097	0.064
P5_APP.SX.3	146.644	0.017	474.131	0.055	128.520	0.020	417.111	0.064
P5_APP.SX.4	146.638	0.017	474.109	0.055	128.515	0.020	417.096	0.064
P5_APP.SX.5	146.615	0.017	474.044	0.055	128.499	0.020	417.052	0.064
P5_APP.DX.1	109.029	0.013	306.732	0.035	94.233	0.014	274.128	0.042
P5_APP.DX.2	109.018	0.013	306.782	0.035	94.226	0.014	274.164	0.042
P5_APP.DX.3	109.014	0.013	306.798	0.035	94.223	0.014	274.176	0.042
P5_APP.DX.4	109.019	0.013	306.782	0.035	94.226	0.014	274.164	0.042
P5_APP.DX.5	109.032	0.013	306.733	0.035	94.234	0.014	274.129	0.042
P6_APP.SX.1	179.921	0.021	502.545	0.058	155.063	0.024	439.275	0.068
P6_APP.SX.2	179.945	0.021	502.592	0.058	155.079	0.024	439.308	0.068
P6_APP.SX.3	179.958	0.021	502.608	0.058	155.087	0.024	439.318	0.068

P6_APP.SX.4	179.958	0.021	502.592	0.058	155.086	0.024	439.307	0.068
P6_APP.SX.5	179.941	0.021	502.543	0.058	155.074	0.024	439.274	0.068
P6_APP.DX.1	133.483	0.015	202.087	0.023	111.572	0.017	176.628	0.027
P6_APP.DX.2	133.463	0.015	202.084	0.023	111.559	0.017	176.629	0.027
P6_APP.DX.3	133.456	0.015	202.083	0.023	111.554	0.017	176.630	0.027
P6_APP.DX.4	133.462	0.015	202.084	0.023	111.558	0.017	176.630	0.027
P6_APP.DX.5	133.480	0.015	202.088	0.023	111.571	0.017	176.628	0.027
SP.B_APP.1	209.485	0.024	464.972	0.054	179.896	0.028	398.290	0.061
SP.B_APP.2	209.485	0.024	464.972	0.054	179.896	0.028	398.290	0.061
SP.B_APP.3	209.485	0.024	464.972	0.054	179.896	0.028	398.290	0.061
SP.B_APP.4	209.485	0.024	464.972	0.054	179.896	0.028	398.290	0.061
SP.B_APP.5	209.485	0.024	464.972	0.054	179.896	0.028	398.290	0.061

Tabella 17 – Valore di capacità in termini di spostamento dei dispositivi d'appoggio

$H_{appoggio}$	[m]	0.04
$H_{isolagomma}$	[m]	0.036
γ	[%]	200
$U_{c,app}$	[m]	0.072

Tabella 18 – Valori di capacità in termini di forza dei dispositivi d'appoggio

Elemento	Appoggio	$V_{c,app}$
[/]	[/]	[kN]
SPALLA A	SP.A_APP.1	448.22
	SP.A_APP.2	448.22
	SP.A_APP.3	448.22
	SP.A_APP.4	448.22
	SP.A_APP.5	448.22
PILA 1	P1_APP.SX.1	225.14
	P1_APP.SX.2	596.82
	P1_APP.SX.3	597.18
	P1_APP.SX.4	596.82
	P1_APP.SX.5	225.14
	P1_APP.DX.1	225.14
	P1_APP.DX.2	596.82

	P1_APP.DX.3	597.18
	P1_APP.DX.4	596.82
	P1_APP.DX.5	225.14
PILA 2	P2_APP.SX.1	225.16
	P2_APP.SX.2	596.76
	P2_APP.SX.3	597.26
	P2_APP.SX.4	596.76
	P2_APP.SX.5	225.16
	P2_APP.DX.1	225.16
	P2_APP.DX.2	596.76
	P2_APP.DX.3	597.26
	P2_APP.DX.4	596.76
	P2_APP.DX.5	225.16
PILA 3	P3_APP.SX.1	225.16
	P3_APP.SX.2	596.77
	P3_APP.SX.3	597.26
	P3_APP.SX.4	596.75
	P3_APP.SX.5	225.16
	P3_APP.DX.1	225.16
	P3_APP.DX.2	596.77
	P3_APP.DX.3	597.26
	P3_APP.DX.4	596.75
	P3_APP.DX.5	225.16
PILA 4	P4_APP.SX.1	226.30
	P4_APP.SX.2	598.41
	P4_APP.SX.3	597.28
	P4_APP.SX.4	595.09
	P4_APP.SX.5	224.01
	P4_APP.DX.1	226.30
	P4_APP.DX.2	598.41
	P4_APP.DX.3	597.27
	P4_APP.DX.4	595.09
	P4_APP.DX.5	224.01
PILA 5	P5_APP.SX.1	226.30
	P5_APP.SX.2	598.40
	P5_APP.SX.3	597.28
	P5_APP.SX.4	595.08
	P5_APP.SX.5	224.02

	P5_APP.DX.1	226.30
	P5_APP.DX.2	598.40
	P5_APP.DX.3	597.28
	P5_APP.DX.4	595.08
	P5_APP.DX.5	224.02
PILA 6	P6_APP.SX.1	226.28
	P6_APP.SX.2	598.38
	P6_APP.SX.3	597.26
	P6_APP.SX.4	595.12
	P6_APP.SX.5	224.03
	P6_APP.DX.1	226.28
	P6_APP.DX.2	598.38
	P6_APP.DX.3	597.26
	P6_APP.DX.4	595.12
	P6_APP.DX.5	224.03
SPALLA B	SP.B_APP.1	448.21
	SP.B_APP.2	448.21
	SP.B_APP.3	448.21
	SP.B_APP.4	448.21
	SP.B_APP.5	448.21

Tabella 19 – Verifica in termini di forza in combinazione SISMA_X_SLC

Elemento	Appoggio	G=1.2			G=0.9		
		$\rho_{v,l}$	$\rho_{v,t}$	$\rho_{v,SISMA_X}$	$\rho_{v,l}$	$\rho_{v,t}$	$\rho_{v,SISMA_X}$
[/]	[/]	[/]	[/]	[/]	[/]	[/]	[/]
SPALLA A	SP.A_APP.1	0.89	0.33	0.95	0.76	0.28	0.82
	SP.A_APP.2	0.89	0.33	0.95	0.76	0.28	0.82
	SP.A_APP.3	0.89	0.33	0.95	0.76	0.28	0.82
	SP.A_APP.4	0.89	0.33	0.95	0.76	0.28	0.82
	SP.A_APP.5	0.89	0.33	0.95	0.76	0.28	0.82
PILA 1	P1_APP.SX.1	1.03	0.59	1.19	0.89	0.52	1.03
	P1_APP.SX.2	0.39	0.22	0.45	0.33	0.19	0.39
	P1_APP.SX.3	0.39	0.22	0.45	0.33	0.19	0.39
	P1_APP.SX.4	0.39	0.22	0.45	0.33	0.19	0.39
	P1_APP.SX.5	1.03	0.59	1.19	0.89	0.52	1.03
	P1_APP.DX.1	2.13	0.61	2.21	1.81	0.53	1.89
	P1_APP.DX.2	0.80	0.23	0.83	0.68	0.20	0.71
	P1_APP.DX.3	0.80	0.23	0.83	0.68	0.20	0.71
	P1_APP.DX.4	0.80	0.23	0.83	0.68	0.20	0.71
	P1_APP.DX.5	2.13	0.61	2.21	1.81	0.53	1.89
PILA 2	P2_APP.SX.1	1.35	0.41	1.41	1.13	0.37	1.19
	P2_APP.SX.2	0.51	0.16	0.53	0.43	0.14	0.45
	P2_APP.SX.3	0.51	0.16	0.53	0.43	0.14	0.45
	P2_APP.SX.4	0.51	0.16	0.53	0.43	0.14	0.45
	P2_APP.SX.5	1.35	0.41	1.41	1.13	0.37	1.19
	P2_APP.DX.1	2.08	0.60	2.17	1.79	0.53	1.86
	P2_APP.DX.2	0.79	0.23	0.82	0.67	0.20	0.70
	P2_APP.DX.3	0.79	0.23	0.82	0.67	0.20	0.70
	P2_APP.DX.4	0.79	0.23	0.82	0.67	0.20	0.70
	P2_APP.DX.5	2.08	0.60	2.17	1.79	0.53	1.86
PILA 3	P3_APP.SX.1	1.33	0.57	1.44	1.15	0.49	1.25
	P3_APP.SX.2	0.50	0.21	0.54	0.43	0.19	0.47
	P3_APP.SX.3	0.50	0.21	0.54	0.43	0.18	0.47
	P3_APP.SX.4	0.50	0.21	0.54	0.43	0.19	0.47
	P3_APP.SX.5	1.33	0.57	1.44	1.15	0.49	1.25
	P3_APP.DX.1	2.04	0.79	2.19	1.80	0.68	1.93
	P3_APP.DX.2	0.77	0.30	0.83	0.68	0.26	0.73
	P3_APP.DX.3	0.77	0.30	0.82	0.68	0.26	0.73

	P3_APP.DX.4	0.77	0.30	0.83	0.68	0.26	0.73
	P3_APP.DX.5	2.04	0.79	2.19	1.80	0.68	1.93
PILA 4	P4_APP.SX.1	0.76	0.44	0.88	0.66	0.38	0.76
	P4_APP.SX.2	0.29	0.17	0.33	0.25	0.14	0.29
	P4_APP.SX.3	0.29	0.17	0.33	0.25	0.15	0.29
	P4_APP.SX.4	0.29	0.17	0.33	0.25	0.15	0.29
	P4_APP.SX.5	0.77	0.44	0.89	0.67	0.39	0.77
	P4_APP.DX.1	0.91	0.71	1.15	0.82	0.63	1.03
	P4_APP.DX.2	0.34	0.27	0.44	0.31	0.24	0.39
	P4_APP.DX.3	0.34	0.27	0.44	0.31	0.24	0.39
	P4_APP.DX.4	0.35	0.27	0.44	0.31	0.24	0.39
	P4_APP.DX.5	0.92	0.72	1.17	0.83	0.64	1.04
PILA 5	P5_APP.SX.1	1.84	0.71	1.97	1.60	0.62	1.72
	P5_APP.SX.2	0.70	0.27	0.75	0.60	0.24	0.65
	P5_APP.SX.3	0.70	0.27	0.75	0.61	0.24	0.65
	P5_APP.SX.4	0.70	0.27	0.75	0.61	0.24	0.65
	P5_APP.SX.5	1.86	0.72	1.99	1.61	0.63	1.73
	P5_APP.DX.1	1.33	0.50	1.42	1.12	0.45	1.21
	P5_APP.DX.2	0.50	0.19	0.54	0.43	0.17	0.46
	P5_APP.DX.3	0.50	0.19	0.54	0.43	0.17	0.46
	P5_APP.DX.4	0.50	0.19	0.54	0.43	0.17	0.46
	P5_APP.DX.5	1.34	0.51	1.43	1.14	0.45	1.22
PILA 6	P6_APP.SX.1	2.31	0.76	2.43	1.98	0.66	2.09
	P6_APP.SX.2	0.87	0.29	0.92	0.75	0.25	0.79
	P6_APP.SX.3	0.87	0.29	0.92	0.75	0.25	0.79
	P6_APP.SX.4	0.88	0.29	0.92	0.75	0.25	0.80
	P6_APP.SX.5	2.33	0.77	2.45	2.00	0.67	2.11
	P6_APP.DX.1	1.80	0.36	1.83	1.50	0.31	1.54
	P6_APP.DX.2	0.68	0.14	0.69	0.57	0.12	0.58
	P6_APP.DX.3	0.68	0.14	0.69	0.57	0.12	0.58
	P6_APP.DX.4	0.68	0.14	0.70	0.57	0.12	0.58
	P6_APP.DX.5	1.82	0.36	1.85	1.52	0.31	1.55
SPALLA B	SP.B_APP.1	1.36	0.37	1.41	1.16	0.31	1.20
	SP.B_APP.2	1.36	0.37	1.41	1.16	0.31	1.20
	SP.B_APP.3	1.36	0.37	1.41	1.16	0.31	1.20
	SP.B_APP.4	1.36	0.37	1.41	1.16	0.31	1.20
	SP.B_APP.5	1.36	0.37	1.41	1.16	0.31	1.20

Tabella 20 – Verifica in termini di forza in combinazione SISMA_Y_SLC

Elemento	Appoggio	G=1.2			G=0.9		
		$\rho_{v,l}$	$\rho_{v,t}$	$\rho_{v,SISMA_Y}$	$\rho_{v,l}$	$\rho_{v,t}$	$\rho_{v,SISMA_Y}$
[/]	[/]	[/]	[/]	[/]	[/]	[/]	[/]
SPALLA A	SP.A_APP.1	0.31	1.05	1.09	0.26	0.91	0.95
	SP.A_APP.2	0.31	1.05	1.09	0.26	0.91	0.95
	SP.A_APP.3	0.31	1.05	1.09	0.26	0.91	0.95
	SP.A_APP.4	0.31	1.05	1.09	0.26	0.91	0.95
	SP.A_APP.5	0.31	1.05	1.09	0.26	0.91	0.95
PILA 1	P1_APP.SX.1	0.34	1.86	1.89	0.29	1.63	1.66
	P1_APP.SX.2	0.13	0.70	0.71	0.11	0.62	0.63
	P1_APP.SX.3	0.13	0.70	0.71	0.11	0.62	0.63
	P1_APP.SX.4	0.13	0.70	0.71	0.11	0.62	0.63
	P1_APP.SX.5	0.33	1.86	1.89	0.29	1.63	1.66
	P1_APP.DX.1	0.76	1.81	1.96	0.64	1.59	1.71
	P1_APP.DX.2	0.29	0.68	0.74	0.24	0.60	0.65
	P1_APP.DX.3	0.29	0.68	0.74	0.24	0.60	0.65
	P1_APP.DX.4	0.29	0.68	0.74	0.24	0.60	0.65
	P1_APP.DX.5	0.76	1.81	1.96	0.64	1.59	1.71
PILA 2	P2_APP.SX.1	0.46	1.10	1.20	0.39	1.00	1.07
	P2_APP.SX.2	0.17	0.42	0.45	0.15	0.38	0.40
	P2_APP.SX.3	0.17	0.42	0.45	0.15	0.38	0.40
	P2_APP.SX.4	0.17	0.42	0.45	0.15	0.38	0.40
	P2_APP.SX.5	0.46	1.10	1.20	0.39	1.00	1.07
	P2_APP.DX.1	0.68	1.69	1.82	0.59	1.50	1.61
	P2_APP.DX.2	0.26	0.64	0.69	0.22	0.57	0.61
	P2_APP.DX.3	0.26	0.64	0.69	0.22	0.56	0.61
	P2_APP.DX.4	0.26	0.64	0.69	0.22	0.57	0.61
	P2_APP.DX.5	0.68	1.69	1.82	0.59	1.50	1.61
PILA 3	P3_APP.SX.1	0.51	1.53	1.61	0.44	1.35	1.42
	P3_APP.SX.2	0.19	0.58	0.61	0.17	0.51	0.54
	P3_APP.SX.3	0.19	0.58	0.61	0.17	0.51	0.54
	P3_APP.SX.4	0.19	0.58	0.61	0.17	0.51	0.54
	P3_APP.SX.5	0.51	1.53	1.61	0.44	1.35	1.42
	P3_APP.DX.1	0.73	2.22	2.34	0.64	1.93	2.04
	P3_APP.DX.2	0.27	0.84	0.88	0.24	0.73	0.77
	P3_APP.DX.3	0.27	0.84	0.88	0.24	0.73	0.77

	P3_APP.DX.4	0.27	0.84	0.88	0.24	0.73	0.77
	P3_APP.DX.5	0.73	2.22	2.34	0.64	1.93	2.04
PILA 4	P4_APP.SX.1	0.32	1.10	1.15	0.27	1.00	1.04
	P4_APP.SX.2	0.12	0.42	0.43	0.10	0.38	0.39
	P4_APP.SX.3	0.12	0.42	0.43	0.10	0.38	0.39
	P4_APP.SX.4	0.12	0.42	0.44	0.10	0.38	0.39
	P4_APP.SX.5	0.33	1.11	1.16	0.28	1.01	1.05
	P4_APP.DX.1	0.38	1.96	2.00	0.33	1.77	1.80
	P4_APP.DX.2	0.14	0.74	0.76	0.13	0.67	0.68
	P4_APP.DX.3	0.14	0.74	0.76	0.13	0.67	0.68
	P4_APP.DX.4	0.14	0.75	0.76	0.13	0.67	0.69
	P4_APP.DX.5	0.38	1.98	2.02	0.34	1.79	1.82
PILA 5	P5_APP.SX.1	0.65	2.09	2.19	0.57	1.84	1.93
	P5_APP.SX.2	0.25	0.79	0.83	0.21	0.70	0.73
	P5_APP.SX.3	0.25	0.79	0.83	0.22	0.70	0.73
	P5_APP.SX.4	0.25	0.80	0.83	0.22	0.70	0.73
	P5_APP.SX.5	0.65	2.12	2.22	0.57	1.86	1.95
	P5_APP.DX.1	0.48	1.36	1.44	0.42	1.21	1.28
	P5_APP.DX.2	0.18	0.51	0.54	0.16	0.46	0.48
	P5_APP.DX.3	0.18	0.51	0.55	0.16	0.46	0.49
	P5_APP.DX.4	0.18	0.52	0.55	0.16	0.46	0.49
	P5_APP.DX.5	0.49	1.37	1.45	0.42	1.22	1.29
PILA 6	P6_APP.SX.1	0.80	2.22	2.36	0.69	1.94	2.06
	P6_APP.SX.2	0.30	0.84	0.89	0.26	0.73	0.78
	P6_APP.SX.3	0.30	0.84	0.89	0.26	0.74	0.78
	P6_APP.SX.4	0.30	0.84	0.90	0.26	0.74	0.78
	P6_APP.SX.5	0.80	2.24	2.38	0.69	1.96	2.08
	P6_APP.DX.1	0.59	0.89	1.07	0.49	0.78	0.92
	P6_APP.DX.2	0.22	0.34	0.40	0.19	0.30	0.35
	P6_APP.DX.3	0.22	0.34	0.41	0.19	0.30	0.35
	P6_APP.DX.4	0.22	0.34	0.41	0.19	0.30	0.35
	P6_APP.DX.5	0.60	0.90	1.08	0.50	0.79	0.93
SPALLA B	SP.B_APP.1	0.47	1.04	1.14	0.40	0.89	0.98
	SP.B_APP.2	0.47	1.04	1.14	0.40	0.89	0.98
	SP.B_APP.3	0.47	1.04	1.14	0.40	0.89	0.98
	SP.B_APP.4	0.47	1.04	1.14	0.40	0.89	0.98
	SP.B_APP.5	0.47	1.04	1.14	0.40	0.89	0.98

Tabella 21 – Quadro sinottico dei risultati di verifica in termini di forza per entrambe le combinazioni sismiche allo SLC

Elemento	Appoggio	G=1.2		G=0.9		SISMA DOMINANTE
		$\rho_{v,SISMA_X}$	$\rho_{v,SISMA_Y}$	$\rho_{v,SISMA_X}$	$\rho_{v,SISMA_Y}$	
SPALLA A	SP.A_APP.1	0.95	1.09	0.82	0.95	SISMA_Y_SLC
	SP.A_APP.2	0.95	1.09	0.82	0.95	SISMA_Y_SLC
	SP.A_APP.3	0.95	1.09	0.82	0.95	SISMA_Y_SLC
	SP.A_APP.4	0.95	1.09	0.82	0.95	SISMA_Y_SLC
	SP.A_APP.5	0.95	1.09	0.82	0.95	SISMA_Y_SLC
PILA 1	P1_APP.SX.1	1.19	1.89	1.03	1.66	SISMA_Y_SLC
	P1_APP.SX.2	0.45	0.71	0.39	0.63	VERIFICATO
	P1_APP.SX.3	0.45	0.71	0.39	0.63	VERIFICATO
	P1_APP.SX.4	0.45	0.71	0.39	0.63	VERIFICATO
	P1_APP.SX.5	1.19	1.89	1.03	1.66	SISMA_Y_SLC
	P1_APP.DX.1	2.21	1.96	1.89	1.71	SISMA_X_SLC
	P1_APP.DX.2	0.83	0.74	0.71	0.65	VERIFICATO
	P1_APP.DX.3	0.83	0.74	0.71	0.65	VERIFICATO
	P1_APP.DX.4	0.83	0.74	0.71	0.65	VERIFICATO
	P1_APP.DX.5	2.21	1.96	1.89	1.71	SISMA_X_SLC
PILA 2	P2_APP.SX.1	1.41	1.20	1.19	1.07	SISMA_X_SLC
	P2_APP.SX.2	0.53	0.45	0.45	0.40	VERIFICATO
	P2_APP.SX.3	0.53	0.45	0.45	0.40	VERIFICATO
	P2_APP.SX.4	0.53	0.45	0.45	0.40	VERIFICATO
	P2_APP.SX.5	1.41	1.20	1.19	1.07	SISMA_X_SLC
	P2_APP.DX.1	2.17	1.82	1.86	1.61	SISMA_X_SLC
	P2_APP.DX.2	0.82	0.69	0.70	0.61	VERIFICATO
	P2_APP.DX.3	0.82	0.69	0.70	0.61	VERIFICATO
	P2_APP.DX.4	0.82	0.69	0.70	0.61	VERIFICATO
	P2_APP.DX.5	2.17	1.82	1.86	1.61	SISMA_X_SLC
PILA 3	P3_APP.SX.1	1.44	1.61	1.25	1.42	SISMA_Y_SLC
	P3_APP.SX.2	0.54	0.61	0.47	0.54	VERIFICATO
	P3_APP.SX.3	0.54	0.61	0.47	0.54	VERIFICATO
	P3_APP.SX.4	0.54	0.61	0.47	0.54	VERIFICATO
	P3_APP.SX.5	1.44	1.61	1.25	1.42	SISMA_Y_SLC
	P3_APP.DX.1	2.19	2.34	1.93	2.04	SISMA_Y_SLC
	P3_APP.DX.2	0.83	0.88	0.73	0.77	VERIFICATO
	P3_APP.DX.3	0.82	0.88	0.73	0.77	VERIFICATO

	P3_APP.DX.4	0.83	0.88	0.73	0.77	VERIFICATO
	P3_APP.DX.5	2.19	2.34	1.93	2.04	SISMA_Y_SLC
PILA 4	P4_APP.SX.1	0.88	1.15	0.76	1.04	SISMA_Y_SLC
	P4_APP.SX.2	0.33	0.43	0.29	0.39	VERIFICATO
	P4_APP.SX.3	0.33	0.43	0.29	0.39	VERIFICATO
	P4_APP.SX.4	0.33	0.44	0.29	0.39	VERIFICATO
	P4_APP.SX.5	0.89	1.16	0.77	1.05	SISMA_Y_SLC
	P4_APP.DX.1	1.15	2.00	1.03	1.80	SISMA_Y_SLC
	P4_APP.DX.2	0.44	0.76	0.39	0.68	VERIFICATO
	P4_APP.DX.3	0.44	0.76	0.39	0.68	VERIFICATO
	P4_APP.DX.4	0.44	0.76	0.39	0.69	VERIFICATO
	P4_APP.DX.5	1.17	2.02	1.04	1.82	SISMA_Y_SLC
PILA 5	P5_APP.SX.1	1.97	2.19	1.72	1.93	SISMA_Y_SLC
	P5_APP.SX.2	0.75	0.83	0.65	0.73	VERIFICATO
	P5_APP.SX.3	0.75	0.83	0.65	0.73	VERIFICATO
	P5_APP.SX.4	0.75	0.83	0.65	0.73	VERIFICATO
	P5_APP.SX.5	1.99	2.22	1.73	1.95	SISMA_X_SLC
	P5_APP.DX.1	1.42	1.44	1.21	1.28	SISMA_X_SLC
	P5_APP.DX.2	0.54	0.54	0.46	0.48	VERIFICATO
	P5_APP.DX.3	0.54	0.55	0.46	0.49	VERIFICATO
	P5_APP.DX.4	0.54	0.55	0.46	0.49	VERIFICATO
	P5_APP.DX.5	1.43	1.45	1.22	1.29	SISMA_Y_SLC
PILA 6	P6_APP.SX.1	2.43	2.36	2.09	2.06	SISMA_X_SLC
	P6_APP.SX.2	0.92	0.89	0.79	0.78	VERIFICATO
	P6_APP.SX.3	0.92	0.89	0.79	0.78	VERIFICATO
	P6_APP.SX.4	0.92	0.90	0.80	0.78	VERIFICATO
	P6_APP.SX.5	2.45	2.38	2.11	2.08	SISMA_X_SLC
	P6_APP.DX.1	1.83	1.07	1.54	0.92	SISMA_X_SLC
	P6_APP.DX.2	0.69	0.40	0.58	0.35	VERIFICATO
	P6_APP.DX.3	0.69	0.41	0.58	0.35	VERIFICATO
	P6_APP.DX.4	0.70	0.41	0.58	0.35	VERIFICATO
	P6_APP.DX.5	1.85	1.08	1.55	0.93	SISMA_X_SLC
SPALLA B	SP.B_APP.1	1.41	1.14	1.20	0.98	SISMA_X_SLC
	SP.B_APP.2	1.41	1.14	1.20	0.98	SISMA_X_SLC
	SP.B_APP.3	1.41	1.14	1.20	0.98	SISMA_X_SLC
	SP.B_APP.4	1.41	1.14	1.20	0.98	SISMA_X_SLC
	SP.B_APP.5	1.41	1.14	1.20	0.98	SISMA_X_SLC

Stato limite di danno (SLD)

I valori di capacità in termini di forza e spostamento sono i medesimi di quelli definiti al precedente paragrafo riguardante lo SLC.

Tabella 22 – Valori di domanda associati alla combinazione SISMA_X_SLD in termini di forza (V) e spostamento (U) per le due direzioni principali longitudinale e trasversale, per ogni dispositivo d'appoggio e per entrambi i valori modulo elastico tangenziale

Appoggio	G=1.2				G=0.9			
	V _l	U _l	V _t	U _t	V _l	U _l	V _t	U _t
[/]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[m]
SP.A_APP.1	119.528	0.017	44.073	0.006	102.600	0.020	38.253	0.007
SP.A_APP.2	119.528	0.017	44.073	0.006	102.600	0.020	38.253	0.007
SP.A_APP.3	119.528	0.017	44.073	0.006	102.600	0.020	38.253	0.007
SP.A_APP.4	119.528	0.017	44.073	0.006	102.600	0.020	38.253	0.007
SP.A_APP.5	119.528	0.017	44.073	0.006	102.600	0.020	38.253	0.007
P1_APP.SX.1	69.473	0.010	39.921	0.006	60.025	0.012	34.971	0.007
P1_APP.SX.2	69.463	0.010	39.926	0.006	60.020	0.012	34.974	0.007
P1_APP.SX.3	69.459	0.010	39.928	0.006	60.018	0.012	34.976	0.007
P1_APP.SX.4	69.462	0.010	39.926	0.006	60.019	0.012	34.974	0.007
P1_APP.SX.5	69.472	0.010	39.921	0.006	60.022	0.012	34.971	0.007
P1_APP.DX.1	143.347	0.021	41.592	0.006	121.987	0.023	36.202	0.007
P1_APP.DX.2	143.387	0.021	41.598	0.006	122.013	0.023	36.206	0.007
P1_APP.DX.3	143.399	0.021	41.600	0.006	122.020	0.023	36.207	0.007
P1_APP.DX.4	143.383	0.021	41.598	0.006	122.009	0.023	36.206	0.007
P1_APP.DX.5	143.341	0.021	41.592	0.006	121.981	0.023	36.202	0.007
P2_APP.SX.1	91.224	0.013	28.244	0.004	76.300	0.015	25.044	0.005
P2_APP.SX.2	91.207	0.013	28.247	0.004	76.289	0.015	25.046	0.005
P2_APP.SX.3	91.203	0.013	28.248	0.004	76.286	0.015	25.047	0.005
P2_APP.SX.4	91.211	0.013	28.247	0.004	76.291	0.015	25.046	0.005
P2_APP.SX.5	91.231	0.013	28.244	0.004	76.303	0.015	25.044	0.005
P2_APP.DX.1	140.520	0.020	40.991	0.006	120.470	0.023	35.837	0.007
P2_APP.DX.2	140.544	0.020	40.995	0.006	120.487	0.023	35.840	0.007
P2_APP.DX.3	140.551	0.020	40.997	0.006	120.491	0.023	35.841	0.007
P2_APP.DX.4	140.541	0.020	40.996	0.006	120.485	0.023	35.840	0.007
P2_APP.DX.5	140.515	0.020	40.991	0.006	120.467	0.023	35.837	0.007
P3_APP.SX.1	89.560	0.013	38.761	0.006	77.348	0.015	33.485	0.006

P3_APP.SX.2	89.547	0.013	38.765	0.006	77.339	0.015	33.487	0.006
P3_APP.SX.3	89.545	0.013	38.766	0.006	77.338	0.015	33.488	0.006
P3_APP.SX.4	89.553	0.013	38.765	0.006	77.343	0.015	33.487	0.006
P3_APP.SX.5	89.569	0.013	38.762	0.006	77.353	0.015	33.485	0.006
P3_APP.DX.1	137.637	0.020	53.598	0.008	121.617	0.023	46.162	0.009
P3_APP.DX.2	137.667	0.020	53.603	0.008	121.638	0.023	46.165	0.009
P3_APP.DX.3	137.674	0.020	53.605	0.008	121.644	0.023	46.167	0.009
P3_APP.DX.4	137.660	0.020	53.603	0.008	121.635	0.023	46.165	0.009
P3_APP.DX.5	137.627	0.020	53.598	0.008	121.612	0.023	46.162	0.009
P4_APP.SX.1	51.975	0.007	30.107	0.004	44.969	0.009	26.373	0.005
P4_APP.SX.2	51.993	0.007	30.113	0.004	44.982	0.009	26.377	0.005
P4_APP.SX.3	51.998	0.008	30.115	0.004	44.986	0.009	26.378	0.005
P4_APP.SX.4	51.990	0.007	30.113	0.004	44.981	0.009	26.377	0.005
P4_APP.SX.5	51.972	0.007	30.107	0.004	44.967	0.009	26.373	0.005
P4_APP.DX.1	61.756	0.009	48.782	0.007	55.522	0.011	43.314	0.008
P4_APP.DX.2	61.776	0.009	48.789	0.007	55.537	0.011	43.319	0.008
P4_APP.DX.3	61.782	0.009	48.791	0.007	55.542	0.011	43.320	0.008
P4_APP.DX.4	61.776	0.009	48.789	0.007	55.537	0.011	43.319	0.008
P4_APP.DX.5	61.756	0.009	48.782	0.007	55.522	0.011	43.314	0.008
P5_APP.SX.1	124.901	0.018	48.567	0.007	108.302	0.021	42.506	0.008
P5_APP.SX.2	124.923	0.018	48.573	0.007	108.317	0.021	42.510	0.008
P5_APP.SX.3	124.930	0.018	48.575	0.007	108.323	0.021	42.511	0.008
P5_APP.SX.4	124.923	0.018	48.573	0.007	108.318	0.021	42.510	0.008
P5_APP.SX.5	124.901	0.018	48.567	0.007	108.303	0.021	42.506	0.008
P5_APP.DX.1	90.063	0.013	34.630	0.005	76.216	0.015	30.568	0.006
P5_APP.DX.2	90.050	0.013	34.634	0.005	76.208	0.015	30.572	0.006
P5_APP.DX.3	90.045	0.013	34.636	0.005	76.205	0.015	30.573	0.006
P5_APP.DX.4	90.049	0.013	34.635	0.005	76.208	0.015	30.572	0.006
P5_APP.DX.5	90.063	0.013	34.630	0.005	76.216	0.015	30.569	0.006
P6_APP.SX.1	156.261	0.023	51.810	0.007	134.492	0.026	45.058	0.009
P6_APP.SX.2	156.279	0.023	51.815	0.007	134.505	0.026	45.061	0.009
P6_APP.SX.3	156.286	0.023	51.816	0.007	134.510	0.026	45.062	0.009
P6_APP.SX.4	156.282	0.023	51.814	0.007	134.507	0.026	45.061	0.009
P6_APP.SX.5	156.265	0.023	51.809	0.007	134.495	0.026	45.058	0.009
P6_APP.DX.1	121.862	0.018	24.604	0.004	102.002	0.020	21.180	0.004
P6_APP.DX.2	121.844	0.018	24.603	0.004	101.990	0.020	21.180	0.004
P6_APP.DX.3	121.837	0.018	24.603	0.004	101.986	0.020	21.180	0.004
P6_APP.DX.4	121.842	0.018	24.604	0.004	101.989	0.020	21.180	0.004

P6_APP.DX.5	121.858	0.018	24.604	0.004	102.001	0.020	21.180	0.004
SP.B_APP.1	182.385	0.026	49.255	0.007	155.885	0.030	42.085	0.008
SP.B_APP.2	182.385	0.026	49.255	0.007	155.885	0.030	42.085	0.008
SP.B_APP.3	182.385	0.026	49.255	0.007	155.885	0.030	42.085	0.008
SP.B_APP.4	182.385	0.026	49.255	0.007	155.885	0.030	42.085	0.008
SP.B_APP.5	182.385	0.026	49.255	0.007	155.885	0.030	42.085	0.008

Tabella 23 – Valori di domanda associati alla combinazione SISMA_Y_SLD in termini di forza (V) e spostamento (U) per le due direzioni principali longitudinale e trasversale, per ogni dispositivo d'appoggio e per entrambi i valori modulo elastico tangenziale

Appoggio	G=1.2				G=0.9			
	V _l	U _l	V _t	U _t	V _l	U _l	V _t	U _t
[/]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[m]
SP.A_APP.1	41.23	0.0059	140.46	0.0203	35.148	0.0068	122.289	0.0235
SP.A_APP.2	41.23	0.0059	140.46	0.0203	35.148	0.0068	122.289	0.0235
SP.A_APP.3	41.23	0.0059	140.46	0.0203	35.148	0.0068	122.289	0.0235
SP.A_APP.4	41.23	0.0059	140.46	0.0203	35.148	0.0068	122.289	0.0235
SP.A_APP.5	41.23	0.0059	140.46	0.0203	35.148	0.0068	122.289	0.0235
P1_APP.SX.1	22.66	0.0033	124.93	0.0180	19.361	0.0037	110.11	0.0212
P1_APP.SX.2	22.65	0.0033	124.95	0.0180	19.356	0.0037	110.122	0.0212
P1_APP.SX.3	22.64	0.0033	124.96	0.0180	19.35	0.0037	110.127	0.0212
P1_APP.SX.4	22.63	0.0033	124.95	0.0180	19.346	0.0037	110.122	0.0212
P1_APP.SX.5	22.63	0.0033	124.93	0.0180	19.346	0.0037	110.11	0.0212
P1_APP.DX.1	51.00	0.0074	121.53	0.0175	43.32	0.0083	106.719	0.0205
P1_APP.DX.2	51.02	0.0074	121.54	0.0175	43.332	0.0083	106.732	0.0205
P1_APP.DX.3	51.04	0.0074	121.55	0.0175	43.341	0.0083	106.736	0.0205
P1_APP.DX.4	51.05	0.0074	121.54	0.0175	43.343	0.0083	106.732	0.0205
P1_APP.DX.5	51.04	0.0074	121.53	0.0175	43.335	0.0083	106.719	0.0205
P2_APP.SX.1	30.95	0.0045	74.41	0.0107	26.084	0.0050	67.35	0.0130
P2_APP.SX.2	30.94	0.0045	74.42	0.0107	26.082	0.0050	67.357	0.0130
P2_APP.SX.3	30.94	0.0045	74.42	0.0107	26.082	0.0050	67.36	0.0130
P2_APP.SX.4	30.95	0.0045	74.42	0.0107	26.085	0.0050	67.357	0.0130
P2_APP.SX.5	30.95	0.0045	74.41	0.0107	26.089	0.0050	67.35	0.0130
P2_APP.DX.1	46.09	0.0066	113.80	0.0164	39.595	0.0076	101.093	0.0194
P2_APP.DX.2	46.10	0.0066	113.81	0.0164	39.6	0.0076	101.102	0.0194
P2_APP.DX.3	46.10	0.0066	113.82	0.0164	39.601	0.0076	101.106	0.0194

P2_APP.DX.4	46.10	0.0066	113.81	0.0164	39.599	0.0076	101.102	0.0194
P2_APP.DX.5	46.09	0.0066	113.80	0.0164	39.593	0.0076	101.093	0.0194
P3_APP.SX.1	34.76	0.0050	102.88	0.0148	29.892	0.0057	90.966	0.0175
P3_APP.SX.2	34.76	0.0050	102.89	0.0148	29.891	0.0057	90.974	0.0175
P3_APP.SX.3	34.76	0.0050	102.89	0.0148	29.893	0.0057	90.976	0.0175
P3_APP.SX.4	34.77	0.0050	102.89	0.0148	29.897	0.0058	90.974	0.0175
P3_APP.SX.5	34.78	0.0050	102.88	0.0148	29.901	0.0058	90.966	0.0175
P3_APP.DX.1	49.00	0.0071	150.24	0.0217	43.072	0.0083	130.644	0.0251
P3_APP.DX.2	49.00	0.0071	150.26	0.0217	43.076	0.0083	130.655	0.0251
P3_APP.DX.3	49.00	0.0071	150.26	0.0217	43.075	0.0083	130.658	0.0251
P3_APP.DX.4	48.99	0.0071	150.26	0.0217	43.07	0.0083	130.655	0.0251
P3_APP.DX.5	48.98	0.0071	150.24	0.0217	43.062	0.0083	130.644	0.0251
P4_APP.SX.1	21.96	0.0032	74.85	0.0108	18.665	0.0036	67.888	0.0131
P4_APP.SX.2	21.97	0.0032	74.87	0.0108	18.669	0.0036	67.902	0.0131
P4_APP.SX.3	21.97	0.0032	74.87	0.0108	18.67	0.0036	67.906	0.0131
P4_APP.SX.4	21.97	0.0032	74.87	0.0108	18.669	0.0036	67.902	0.0131
P4_APP.SX.5	21.96	0.0032	74.85	0.0108	18.665	0.0036	67.888	0.0131
P4_APP.DX.1	25.76	0.0037	133.51	0.0193	22.662	0.0044	120.254	0.0231
P4_APP.DX.2	25.77	0.0037	133.54	0.0193	22.666	0.0044	120.27	0.0231
P4_APP.DX.3	25.77	0.0037	133.54	0.0193	22.667	0.0044	120.275	0.0231
P4_APP.DX.4	25.77	0.0037	133.54	0.0193	22.665	0.0044	120.27	0.0231
P4_APP.DX.5	25.76	0.0037	133.51	0.0193	22.66	0.0044	120.255	0.0231
P5_APP.SX.1	43.94	0.0063	142.16	0.0205	38.483	0.0074	125.094	0.0241
P5_APP.SX.2	43.94	0.0063	142.18	0.0205	38.488	0.0074	125.107	0.0241
P5_APP.SX.3	43.94	0.0063	142.18	0.0205	38.49	0.0074	125.112	0.0241
P5_APP.SX.4	43.94	0.0063	142.18	0.0205	38.488	0.0074	125.107	0.0241
P5_APP.SX.5	43.94	0.0063	142.16	0.0205	38.484	0.0074	125.094	0.0241
P5_APP.DX.1	32.69	0.0047	91.94	0.0133	28.21	0.0054	82.255	0.0158
P5_APP.DX.2	32.69	0.0047	91.95	0.0133	28.207	0.0054	82.266	0.0158
P5_APP.DX.3	32.69	0.0047	91.96	0.0133	28.207	0.0054	82.269	0.0158
P5_APP.DX.4	32.69	0.0047	91.95	0.0133	28.208	0.0054	82.266	0.0158
P5_APP.DX.5	32.69	0.0047	91.94	0.0133	28.21	0.0054	82.255	0.0158
P6_APP.SX.1	53.90	0.0078	150.82	0.0218	46.453	0.0089	131.847	0.0254
P6_APP.SX.2	53.91	0.0078	150.83	0.0218	46.458	0.0089	131.856	0.0254
P6_APP.SX.3	53.92	0.0078	150.84	0.0218	46.46	0.0089	131.86	0.0254
P6_APP.SX.4	53.92	0.0078	150.83	0.0218	46.46	0.0089	131.856	0.0254
P6_APP.SX.5	53.91	0.0078	150.82	0.0218	46.456	0.0089	131.846	0.0254
P6_APP.DX.1	40.00	0.0058	60.49	0.0087	33.43	0.0064	53.024	0.0102

P6_APP.DX.2	39.99	0.0058	60.49	0.0087	33.426	0.0064	53.024	0.0102
P6_APP.DX.3	39.99	0.0058	60.49	0.0087	33.425	0.0064	53.024	0.0102
P6_APP.DX.4	39.99	0.0058	60.49	0.0087	33.426	0.0064	53.024	0.0102
P6_APP.DX.5	40.00	0.0058	60.50	0.0087	33.43	0.0064	53.024	0.0102
SP.B_APP.1	62.74	0.0090	138.96	0.0200	53.83	0.0104	119.13	0.0229
SP.B_APP.2	62.74	0.0090	138.96	0.0200	53.83	0.0104	119.13	0.0229
SP.B_APP.3	62.74	0.0090	138.96	0.0200	53.83	0.0104	119.13	0.0229
SP.B_APP.4	62.74	0.0090	138.96	0.0200	53.83	0.0104	119.13	0.0229
SP.B_APP.5	62.74	0.0090	138.96	0.0200	53.83	0.0104	119.13	0.0229

Tabella 24 – Verifica in termini di forza in combinazione SISMA_X_SLD

Elemento	Appoggio	G=1.2			G=0.9		
		$\rho_{v,l}$	$\rho_{v,t}$	$\rho_{v,SISMA_X}$	$\rho_{v,l}$	$\rho_{v,t}$	$\rho_{v,SISMA_X}$
[/]	[/]	[/]	[/]	[/]	[/]	[/]	[/]
SPALLA A	SP.A_APP.1	0.27	0.10	0.28	0.23	0.09	0.24
	SP.A_APP.2	0.27	0.10	0.28	0.23	0.09	0.24
	SP.A_APP.3	0.27	0.10	0.28	0.23	0.09	0.24
	SP.A_APP.4	0.27	0.10	0.28	0.23	0.09	0.24
	SP.A_APP.5	0.27	0.10	0.28	0.23	0.09	0.24
PILA 1	P1_APP.SX.1	0.31	0.18	0.36	0.27	0.16	0.31
	P1_APP.SX.2	0.12	0.07	0.13	0.10	0.06	0.12
	P1_APP.SX.3	0.12	0.07	0.13	0.10	0.06	0.12
	P1_APP.SX.4	0.12	0.07	0.13	0.10	0.06	0.12
	P1_APP.SX.5	0.31	0.18	0.36	0.27	0.16	0.31
	P1_APP.DX.1	0.64	0.18	0.66	0.54	0.16	0.57
	P1_APP.DX.2	0.24	0.07	0.25	0.20	0.06	0.21
	P1_APP.DX.3	0.24	0.07	0.25	0.20	0.06	0.21
	P1_APP.DX.4	0.24	0.07	0.25	0.20	0.06	0.21
	P1_APP.DX.5	0.64	0.18	0.66	0.54	0.16	0.57
PILA 2	P2_APP.SX.1	0.41	0.13	0.42	0.34	0.11	0.36
	P2_APP.SX.2	0.15	0.05	0.16	0.13	0.04	0.13
	P2_APP.SX.3	0.15	0.05	0.16	0.13	0.04	0.13
	P2_APP.SX.4	0.15	0.05	0.16	0.13	0.04	0.13
	P2_APP.SX.5	0.41	0.13	0.42	0.34	0.11	0.36
	P2_APP.DX.1	0.62	0.18	0.65	0.54	0.16	0.56
	P2_APP.DX.2	0.24	0.07	0.25	0.20	0.06	0.21

	P2_APP.DX.3	0.24	0.07	0.25	0.20	0.06	0.21
	P2_APP.DX.4	0.24	0.07	0.25	0.20	0.06	0.21
	P2_APP.DX.5	0.62	0.18	0.65	0.54	0.16	0.56
PILA 3	P3_APP.SX.1	0.40	0.17	0.43	0.34	0.15	0.37
	P3_APP.SX.2	0.15	0.06	0.16	0.13	0.06	0.14
	P3_APP.SX.3	0.15	0.06	0.16	0.13	0.06	0.14
	P3_APP.SX.4	0.15	0.06	0.16	0.13	0.06	0.14
	P3_APP.SX.5	0.40	0.17	0.43	0.34	0.15	0.37
	P3_APP.DX.1	0.61	0.24	0.66	0.54	0.21	0.58
	P3_APP.DX.2	0.23	0.09	0.25	0.20	0.08	0.22
	P3_APP.DX.3	0.23	0.09	0.25	0.20	0.08	0.22
	P3_APP.DX.4	0.23	0.09	0.25	0.20	0.08	0.22
	P3_APP.DX.5	0.61	0.24	0.66	0.54	0.21	0.58
PILA 4	P4_APP.SX.1	0.23	0.13	0.27	0.20	0.12	0.23
	P4_APP.SX.2	0.09	0.05	0.10	0.08	0.04	0.09
	P4_APP.SX.3	0.09	0.05	0.10	0.08	0.04	0.09
	P4_APP.SX.4	0.09	0.05	0.10	0.08	0.04	0.09
	P4_APP.SX.5	0.23	0.13	0.27	0.20	0.12	0.23
	P4_APP.DX.1	0.27	0.22	0.35	0.25	0.19	0.31
	P4_APP.DX.2	0.10	0.08	0.13	0.09	0.07	0.12
	P4_APP.DX.3	0.10	0.08	0.13	0.09	0.07	0.12
	P4_APP.DX.4	0.10	0.08	0.13	0.09	0.07	0.12
	P4_APP.DX.5	0.28	0.22	0.35	0.25	0.19	0.31
PILA 5	P5_APP.SX.1	0.55	0.21	0.59	0.48	0.19	0.51
	P5_APP.SX.2	0.21	0.08	0.22	0.18	0.07	0.19
	P5_APP.SX.3	0.21	0.08	0.22	0.18	0.07	0.19
	P5_APP.SX.4	0.21	0.08	0.23	0.18	0.07	0.20
	P5_APP.SX.5	0.56	0.22	0.60	0.48	0.19	0.52
	P5_APP.DX.1	0.40	0.15	0.43	0.34	0.14	0.36
	P5_APP.DX.2	0.15	0.06	0.16	0.13	0.05	0.14
	P5_APP.DX.3	0.15	0.06	0.16	0.13	0.05	0.14
	P5_APP.DX.4	0.15	0.06	0.16	0.13	0.05	0.14
	P5_APP.DX.5	0.40	0.15	0.43	0.34	0.14	0.37
PILA 6	P6_APP.SX.1	0.69	0.23	0.73	0.59	0.20	0.63
	P6_APP.SX.2	0.26	0.09	0.28	0.22	0.08	0.24
	P6_APP.SX.3	0.26	0.09	0.28	0.23	0.08	0.24
	P6_APP.SX.4	0.26	0.09	0.28	0.23	0.08	0.24

	P6_APP.SX.5	0.70	0.23	0.73	0.60	0.20	0.63
	P6_APP.DX.1	0.54	0.11	0.55	0.45	0.09	0.46
	P6_APP.DX.2	0.20	0.04	0.21	0.17	0.04	0.17
	P6_APP.DX.3	0.20	0.04	0.21	0.17	0.04	0.17
	P6_APP.DX.4	0.20	0.04	0.21	0.17	0.04	0.18
	P6_APP.DX.5	0.54	0.11	0.55	0.46	0.09	0.47
SPALLA B	SP.B_APP.1	0.41	0.11	0.42	0.35	0.09	0.36
	SP.B_APP.2	0.41	0.11	0.42	0.35	0.09	0.36
	SP.B_APP.3	0.41	0.11	0.42	0.35	0.09	0.36
	SP.B_APP.4	0.41	0.11	0.42	0.35	0.09	0.36
	SP.B_APP.5	0.41	0.11	0.42	0.35	0.09	0.36

Tabella 25 – Verifica in termini di forza in combinazione SISMA_Y_SLD

Elemento	Appoggio	G=1.2			G=0.9		
		$p_{v,l}$	$p_{v,t}$	$p_{v,SISMA_Y}$	$p_{v,l}$	$p_{v,t}$	$p_{v,SISMA_Y}$
[/]	[/]	[/]	[/]	[/]	[/]	[/]	[/]
SPALLA A	SP.A_APP.1	0.09	0.31	0.33	0.08	0.27	0.28
	SP.A_APP.2	0.09	0.31	0.33	0.08	0.27	0.28
	SP.A_APP.3	0.09	0.31	0.33	0.08	0.27	0.28
	SP.A_APP.4	0.09	0.31	0.33	0.08	0.27	0.28
	SP.A_APP.5	0.09	0.31	0.33	0.08	0.27	0.28
PILA 1	P1_APP.SX.1	0.10	0.55	0.56	0.09	0.49	0.50
	P1_APP.SX.2	0.04	0.21	0.21	0.03	0.18	0.19
	P1_APP.SX.3	0.04	0.21	0.21	0.03	0.18	0.19
	P1_APP.SX.4	0.04	0.21	0.21	0.03	0.18	0.19
	P1_APP.SX.5	0.10	0.55	0.56	0.09	0.49	0.50
	P1_APP.DX.1	0.23	0.54	0.59	0.19	0.47	0.51
	P1_APP.DX.2	0.09	0.20	0.22	0.07	0.18	0.19
	P1_APP.DX.3	0.09	0.20	0.22	0.07	0.18	0.19
	P1_APP.DX.4	0.09	0.20	0.22	0.07	0.18	0.19
	P1_APP.DX.5	0.23	0.54	0.59	0.19	0.47	0.51
PILA 2	P2_APP.SX.1	0.14	0.33	0.36	0.12	0.30	0.32
	P2_APP.SX.2	0.05	0.12	0.14	0.04	0.11	0.12
	P2_APP.SX.3	0.05	0.12	0.13	0.04	0.11	0.12
	P2_APP.SX.4	0.05	0.12	0.14	0.04	0.11	0.12

	P2_APP.SX.5	0.14	0.33	0.36	0.12	0.30	0.32
	P2_APP.DX.1	0.20	0.51	0.55	0.18	0.45	0.48
	P2_APP.DX.2	0.08	0.19	0.21	0.07	0.17	0.18
	P2_APP.DX.3	0.08	0.19	0.21	0.07	0.17	0.18
	P2_APP.DX.4	0.08	0.19	0.21	0.07	0.17	0.18
	P2_APP.DX.5	0.20	0.51	0.55	0.18	0.45	0.48
PILA 3	P3_APP.SX.1	0.15	0.46	0.48	0.13	0.40	0.43
	P3_APP.SX.2	0.06	0.17	0.18	0.05	0.15	0.16
	P3_APP.SX.3	0.06	0.17	0.18	0.05	0.15	0.16
	P3_APP.SX.4	0.06	0.17	0.18	0.05	0.15	0.16
	P3_APP.SX.5	0.15	0.46	0.48	0.13	0.40	0.43
	P3_APP.DX.1	0.22	0.67	0.70	0.19	0.58	0.61
	P3_APP.DX.2	0.08	0.25	0.26	0.07	0.22	0.23
	P3_APP.DX.3	0.08	0.25	0.26	0.07	0.22	0.23
	P3_APP.DX.4	0.08	0.25	0.26	0.07	0.22	0.23
	P3_APP.DX.5	0.22	0.67	0.70	0.19	0.58	0.61
PILA 4	P4_APP.SX.1	0.10	0.33	0.34	0.08	0.30	0.31
	P4_APP.SX.2	0.04	0.13	0.13	0.03	0.11	0.12
	P4_APP.SX.3	0.04	0.13	0.13	0.03	0.11	0.12
	P4_APP.SX.4	0.04	0.13	0.13	0.03	0.11	0.12
	P4_APP.SX.5	0.10	0.33	0.35	0.08	0.30	0.31
	P4_APP.DX.1	0.11	0.59	0.60	0.10	0.53	0.54
	P4_APP.DX.2	0.04	0.22	0.23	0.04	0.20	0.20
	P4_APP.DX.3	0.04	0.22	0.23	0.04	0.20	0.20
	P4_APP.DX.4	0.04	0.22	0.23	0.04	0.20	0.21
	P4_APP.DX.5	0.11	0.60	0.61	0.10	0.54	0.55
PILA 5	P5_APP.SX.1	0.19	0.63	0.66	0.17	0.55	0.58
	P5_APP.SX.2	0.07	0.24	0.25	0.06	0.21	0.22
	P5_APP.SX.3	0.07	0.24	0.25	0.06	0.21	0.22
	P5_APP.SX.4	0.07	0.24	0.25	0.06	0.21	0.22
	P5_APP.SX.5	0.20	0.63	0.66	0.17	0.56	0.58
	P5_APP.DX.1	0.14	0.41	0.43	0.12	0.36	0.38
	P5_APP.DX.2	0.05	0.15	0.16	0.05	0.14	0.15
	P5_APP.DX.3	0.05	0.15	0.16	0.05	0.14	0.15
	P5_APP.DX.4	0.05	0.15	0.16	0.05	0.14	0.15
	P5_APP.DX.5	0.15	0.41	0.44	0.13	0.37	0.39
PILA 6	P6_APP.SX.1	0.24	0.67	0.71	0.21	0.58	0.62

	P6_APP.SX.2	0.09	0.25	0.27	0.08	0.22	0.23
	P6_APP.SX.3	0.09	0.25	0.27	0.08	0.22	0.23
	P6_APP.SX.4	0.09	0.25	0.27	0.08	0.22	0.23
	P6_APP.SX.5	0.24	0.67	0.71	0.21	0.59	0.62
	P6_APP.DX.1	0.18	0.27	0.32	0.15	0.23	0.28
	P6_APP.DX.2	0.07	0.10	0.12	0.06	0.09	0.10
	P6_APP.DX.3	0.07	0.10	0.12	0.06	0.09	0.10
	P6_APP.DX.4	0.07	0.10	0.12	0.06	0.09	0.11
	P6_APP.DX.5	0.18	0.27	0.32	0.15	0.24	0.28
SPALLA B	SP.B_APP.1	0.14	0.31	0.34	0.12	0.27	0.29
	SP.B_APP.2	0.14	0.31	0.34	0.12	0.27	0.29
	SP.B_APP.3	0.14	0.31	0.34	0.12	0.27	0.29
	SP.B_APP.4	0.14	0.31	0.34	0.12	0.27	0.29
	SP.B_APP.5	0.14	0.31	0.34	0.12	0.27	0.29

Tabella 26 – Verifica in termini di spostamento in combinazione SISMA_X_SLD

Elemento	Appoggio	G=1.2			G=0.9		
		$\rho_{u,l}$	$\rho_{u,t}$	$\rho_{u,SISMA_X}$	$\rho_{u,l}$	$\rho_{u,t}$	$\rho_{u,SISMA_X}$
[/]	[/]	[/]	[/]	[/]	[/]	[/]	
SPALLA A	SP.A_APP.1	0.24	0.09	0.26	0.27	0.10	0.29
	SP.A_APP.2	0.24	0.09	0.26	0.27	0.10	0.29
	SP.A_APP.3	0.24	0.09	0.26	0.27	0.10	0.29
	SP.A_APP.4	0.24	0.09	0.26	0.27	0.10	0.29
	SP.A_APP.5	0.24	0.09	0.26	0.27	0.10	0.29
PILA 1	P1_APP.SX.1	0.14	0.08	0.16	0.16	0.09	0.19
	P1_APP.SX.2	0.14	0.08	0.16	0.16	0.09	0.19
	P1_APP.SX.3	0.14	0.08	0.16	0.16	0.09	0.19
	P1_APP.SX.4	0.14	0.08	0.16	0.16	0.09	0.19
	P1_APP.SX.5	0.14	0.08	0.16	0.16	0.09	0.19
	P1_APP.DX.1	0.29	0.08	0.30	0.33	0.10	0.34
	P1_APP.DX.2	0.29	0.08	0.30	0.33	0.10	0.34
	P1_APP.DX.3	0.29	0.08	0.30	0.33	0.10	0.34
	P1_APP.DX.4	0.29	0.08	0.30	0.33	0.10	0.34
	P1_APP.DX.5	0.29	0.08	0.30	0.33	0.10	0.34
PILA 2	P2_APP.SX.1	0.18	0.06	0.19	0.20	0.07	0.21

	P2_APP.SX.2	0.18	0.06	0.19	0.20	0.07	0.21
	P2_APP.SX.3	0.18	0.06	0.19	0.20	0.07	0.21
	P2_APP.SX.4	0.18	0.06	0.19	0.20	0.07	0.21
	P2_APP.SX.5	0.18	0.06	0.19	0.20	0.07	0.21
	P2_APP.DX.1	0.28	0.08	0.29	0.32	0.10	0.34
	P2_APP.DX.2	0.28	0.08	0.29	0.32	0.10	0.34
	P2_APP.DX.3	0.28	0.08	0.29	0.32	0.10	0.34
	P2_APP.DX.4	0.28	0.08	0.29	0.32	0.10	0.34
	P2_APP.DX.5	0.28	0.08	0.29	0.32	0.10	0.34
PILA 3	P3_APP.SX.1	0.18	0.08	0.20	0.21	0.09	0.23
	P3_APP.SX.2	0.18	0.08	0.20	0.21	0.09	0.23
	P3_APP.SX.3	0.18	0.08	0.20	0.21	0.09	0.23
	P3_APP.SX.4	0.18	0.08	0.20	0.21	0.09	0.23
	P3_APP.SX.5	0.18	0.08	0.20	0.21	0.09	0.23
	P3_APP.DX.1	0.28	0.11	0.30	0.32	0.12	0.35
	P3_APP.DX.2	0.28	0.11	0.30	0.32	0.12	0.35
	P3_APP.DX.3	0.28	0.11	0.30	0.32	0.12	0.35
	P3_APP.DX.4	0.28	0.11	0.30	0.32	0.12	0.35
	P3_APP.DX.5	0.28	0.11	0.30	0.32	0.12	0.35
PILA 4	P4_APP.SX.1	0.10	0.06	0.12	0.12	0.07	0.14
	P4_APP.SX.2	0.10	0.06	0.12	0.12	0.07	0.14
	P4_APP.SX.3	0.10	0.06	0.12	0.12	0.07	0.14
	P4_APP.SX.4	0.10	0.06	0.12	0.12	0.07	0.14
	P4_APP.SX.5	0.10	0.06	0.12	0.12	0.07	0.14
	P4_APP.DX.1	0.12	0.10	0.16	0.15	0.12	0.19
	P4_APP.DX.2	0.12	0.10	0.16	0.15	0.12	0.19
	P4_APP.DX.3	0.12	0.10	0.16	0.15	0.12	0.19
	P4_APP.DX.4	0.12	0.10	0.16	0.15	0.12	0.19
	P4_APP.DX.5	0.12	0.10	0.16	0.15	0.12	0.19
PILA 5	P5_APP.SX.1	0.25	0.10	0.27	0.29	0.11	0.31
	P5_APP.SX.2	0.25	0.10	0.27	0.29	0.11	0.31
	P5_APP.SX.3	0.25	0.10	0.27	0.29	0.11	0.31
	P5_APP.SX.4	0.25	0.10	0.27	0.29	0.11	0.31
	P5_APP.SX.5	0.25	0.10	0.27	0.29	0.11	0.31
	P5_APP.DX.1	0.18	0.07	0.19	0.20	0.08	0.22
	P5_APP.DX.2	0.18	0.07	0.19	0.20	0.08	0.22
	P5_APP.DX.3	0.18	0.07	0.19	0.20	0.08	0.22

	P5_APP.DX.4	0.18	0.07	0.19	0.20	0.08	0.22
	P5_APP.DX.5	0.18	0.07	0.19	0.20	0.08	0.22
PILA 6	P6_APP.SX.1	0.31	0.10	0.33	0.36	0.12	0.38
	P6_APP.SX.2	0.31	0.10	0.33	0.36	0.12	0.38
	P6_APP.SX.3	0.31	0.10	0.33	0.36	0.12	0.38
	P6_APP.SX.4	0.31	0.10	0.33	0.36	0.12	0.38
	P6_APP.SX.5	0.31	0.10	0.33	0.36	0.12	0.38
	P6_APP.DX.1	0.24	0.05	0.25	0.27	0.06	0.28
	P6_APP.DX.2	0.24	0.05	0.25	0.27	0.06	0.28
	P6_APP.DX.3	0.24	0.05	0.25	0.27	0.06	0.28
	P6_APP.DX.4	0.24	0.05	0.25	0.27	0.06	0.28
	P6_APP.DX.5	0.24	0.05	0.25	0.27	0.06	0.28
SPALLA B	SP.B_APP.1	0.37	0.10	0.38	0.42	0.11	0.43
	SP.B_APP.2	0.37	0.10	0.38	0.42	0.11	0.43
	SP.B_APP.3	0.37	0.10	0.38	0.42	0.11	0.43
	SP.B_APP.4	0.37	0.10	0.38	0.42	0.11	0.43
	SP.B_APP.5	0.37	0.10	0.38	0.42	0.11	0.43

Tabella 27 – Verifica in termini di spostamento in combinazione SISMA_Y_SLD

Elemento	Appoggio	G=1.2			G=0.9		
		$\rho_{u,l}$	$\rho_{u,t}$	$\rho_{u,SISMA_Y}$	$\rho_{u,l}$	$\rho_{u,t}$	$\rho_{u,SISMA_Y}$
[/]	[/]	[/]	[/]	[/]	[/]	[/]	[/]
SPALLA A	SP.A_APP.1	0.08	0.28	0.29	0.09	0.33	0.34
	SP.A_APP.2	0.08	0.28	0.29	0.09	0.33	0.34
	SP.A_APP.3	0.08	0.28	0.29	0.09	0.33	0.34
	SP.A_APP.4	0.08	0.28	0.29	0.09	0.33	0.34
	SP.A_APP.5	0.08	0.28	0.29	0.09	0.33	0.34
PILA 1	P1_APP.SX.1	0.05	0.25	0.25	0.05	0.29	0.30
	P1_APP.SX.2	0.05	0.25	0.25	0.05	0.29	0.30
	P1_APP.SX.3	0.05	0.25	0.25	0.05	0.29	0.30
	P1_APP.SX.4	0.05	0.25	0.25	0.05	0.29	0.30
	P1_APP.SX.5	0.05	0.25	0.25	0.05	0.29	0.30
	P1_APP.DX.1	0.10	0.24	0.26	0.12	0.29	0.31
	P1_APP.DX.2	0.10	0.24	0.26	0.12	0.29	0.31
	P1_APP.DX.3	0.10	0.24	0.26	0.12	0.29	0.31

	P1_APP.DX.4	0.10	0.24	0.26	0.12	0.29	0.31
	P1_APP.DX.5	0.10	0.24	0.26	0.12	0.29	0.31
PILA 2	P2_APP.SX.1	0.06	0.15	0.16	0.07	0.18	0.19
	P2_APP.SX.2	0.06	0.15	0.16	0.07	0.18	0.19
	P2_APP.SX.3	0.06	0.15	0.16	0.07	0.18	0.19
	P2_APP.SX.4	0.06	0.15	0.16	0.07	0.18	0.19
	P2_APP.SX.5	0.06	0.15	0.16	0.07	0.18	0.19
	P2_APP.DX.1	0.09	0.23	0.25	0.11	0.27	0.29
	P2_APP.DX.2	0.09	0.23	0.25	0.11	0.27	0.29
	P2_APP.DX.3	0.09	0.23	0.25	0.11	0.27	0.29
	P2_APP.DX.4	0.09	0.23	0.25	0.11	0.27	0.29
	P2_APP.DX.5	0.09	0.23	0.25	0.11	0.27	0.29
PILA 3	P3_APP.SX.1	0.07	0.21	0.22	0.08	0.24	0.26
	P3_APP.SX.2	0.07	0.21	0.22	0.08	0.24	0.26
	P3_APP.SX.3	0.07	0.21	0.22	0.08	0.24	0.26
	P3_APP.SX.4	0.07	0.21	0.22	0.08	0.24	0.26
	P3_APP.SX.5	0.07	0.21	0.22	0.08	0.24	0.26
	P3_APP.DX.1	0.10	0.30	0.32	0.12	0.35	0.37
	P3_APP.DX.2	0.10	0.30	0.32	0.12	0.35	0.37
	P3_APP.DX.3	0.10	0.30	0.32	0.12	0.35	0.37
	P3_APP.DX.4	0.10	0.30	0.32	0.12	0.35	0.37
	P3_APP.DX.5	0.10	0.30	0.32	0.12	0.35	0.37
PILA 4	P4_APP.SX.1	0.04	0.15	0.16	0.05	0.18	0.19
	P4_APP.SX.2	0.04	0.15	0.16	0.05	0.18	0.19
	P4_APP.SX.3	0.04	0.15	0.16	0.05	0.18	0.19
	P4_APP.SX.4	0.04	0.15	0.16	0.05	0.18	0.19
	P4_APP.SX.5	0.04	0.15	0.16	0.05	0.18	0.19
	P4_APP.DX.1	0.05	0.27	0.27	0.06	0.32	0.33
	P4_APP.DX.2	0.05	0.27	0.27	0.06	0.32	0.33
	P4_APP.DX.3	0.05	0.27	0.27	0.06	0.32	0.33
	P4_APP.DX.4	0.05	0.27	0.27	0.06	0.32	0.33
	P4_APP.DX.5	0.05	0.27	0.27	0.06	0.32	0.33
PILA 5	P5_APP.SX.1	0.09	0.28	0.30	0.10	0.33	0.35
	P5_APP.SX.2	0.09	0.28	0.30	0.10	0.33	0.35
	P5_APP.SX.3	0.09	0.28	0.30	0.10	0.33	0.35
	P5_APP.SX.4	0.09	0.28	0.30	0.10	0.33	0.35
	P5_APP.SX.5	0.09	0.28	0.30	0.10	0.33	0.35

	P5_APP.DX.1	0.07	0.18	0.20	0.08	0.22	0.23
	P5_APP.DX.2	0.07	0.18	0.20	0.08	0.22	0.23
	P5_APP.DX.3	0.07	0.18	0.20	0.08	0.22	0.23
	P5_APP.DX.4	0.07	0.18	0.20	0.08	0.22	0.23
	P5_APP.DX.5	0.07	0.18	0.20	0.08	0.22	0.23
PILA 6	P6_APP.SX.1	0.11	0.30	0.32	0.12	0.35	0.37
	P6_APP.SX.2	0.11	0.30	0.32	0.12	0.35	0.37
	P6_APP.SX.3	0.11	0.30	0.32	0.12	0.35	0.37
	P6_APP.SX.4	0.11	0.30	0.32	0.12	0.35	0.37
	P6_APP.SX.5	0.11	0.30	0.32	0.12	0.35	0.37
	P6_APP.DX.1	0.08	0.12	0.15	0.09	0.14	0.17
	P6_APP.DX.2	0.08	0.12	0.15	0.09	0.14	0.17
	P6_APP.DX.3	0.08	0.12	0.15	0.09	0.14	0.17
	P6_APP.DX.4	0.08	0.12	0.15	0.09	0.14	0.17
	P6_APP.DX.5	0.08	0.12	0.15	0.09	0.14	0.17
SPALLA B	SP.B_APP.1	0.13	0.28	0.31	0.14	0.32	0.35
	SP.B_APP.2	0.13	0.28	0.31	0.14	0.32	0.35
	SP.B_APP.3	0.13	0.28	0.31	0.14	0.32	0.35
	SP.B_APP.4	0.13	0.28	0.31	0.14	0.32	0.35
	SP.B_APP.5	0.13	0.28	0.31	0.14	0.32	0.35

Appendice H. Listati verifiche delle pile

Meccanismo duttile SLC

Domanda:

Tabella 28 – Valori di domanda associati alla combinazione SISMA_X_SLC

Pila	Fusto	Direzione longitudinale			Direzione trasversale		
		H _{elem.}	U _l	θ _l	H _{elem.t.}	U _t	θ _t
[n°]	[n°]	[m]	[m]	[rad]	[m]	[m]	[rad]
1	1	5,65	0,02786	4,93E-03	2,60	0,0011	4,37E-04
	2		0,02780	4,92E-03		0,0011	4,37E-04
	3		0,02777	4,92E-03		0,0011	4,37E-04
	4		0,02777	4,92E-03		0,0011	4,38E-04
2	1	9,96	0,08487	8,52E-03	4,76	0,0052	1,10E-03
	2		0,08480	8,51E-03		0,0052	1,10E-03
	3		0,08476	8,51E-03		0,0052	1,10E-03
	4		0,08476	8,51E-03		0,0053	1,10E-03
3	1	10,68	0,13034	1,22E-02	5,12	0,0079	1,55E-03
	2		0,13016	1,22E-02		0,0079	1,55E-03
	3		0,13004	1,22E-02		0,0079	1,55E-03
	4		0,12998	1,22E-02		0,0079	1,55E-03
4	1	11,95	0,16033	1,34E-02	5,76	0,0128	2,22E-03
	2		0,16013	1,34E-02		0,0128	2,22E-03
	3		0,15994	1,34E-02		0,0128	2,22E-03
	4		0,15978	1,34E-02		0,0128	2,23E-03
5	1	12,16	0,14126	1,16E-02	5,87	0,0131	2,22E-03
	2		0,14127	1,16E-02		0,0131	2,22E-03
	3		0,14128	1,16E-02		0,0131	2,23E-03
	4		0,14132	1,16E-02		0,0131	2,23E-03
6	1	11,68	0,08524	7,30E-03	5,62	0,0086	1,52E-03
	2		0,08523	7,30E-03		0,0086	1,52E-03
	3		0,08524	7,30E-03		0,0086	1,52E-03
	4		0,08526	7,30E-03		0,0086	1,52E-03

Tabella 29 – Valori di domanda associati alla combinazione SISMA_Y_SLC

Pila	Fusto	Direzione tongitudinale			Direzione trasversale		
		H _{elem.}	U _i	θ _i	H _{elem.,t.}	U _t	θ _t
[n°]	[n°]	[m]	[m]	[rad]	[m]	[m]	[rad]
1	1	5,65	0,00982	1,74E-03	2,60	0,0036	1,37E-03
	2		0,00992	1,76E-03		0,0036	1,37E-03
	3		0,01008	1,78E-03		0,0036	1,37E-03
	4		0,01028	1,82E-03		0,0036	1,37E-03
2	1	9,96	0,02896	2,91E-03	4,76	0,0161	3,38E-03
	2		0,02918	2,93E-03		0,0161	3,38E-03
	3		0,02948	2,96E-03		0,0161	3,38E-03
	4		0,02983	2,99E-03		0,0161	3,38E-03
3	1	10,68	0,04206	3,94E-03	5,12	0,0240	4,68E-03
	2		0,04197	3,93E-03		0,0240	4,68E-03
	3		0,04203	3,94E-03		0,0240	4,68E-03
	4		0,04223	3,95E-03		0,0240	4,68E-03
4	1	11,95	0,05167	4,32E-03	5,76	0,0398	6,91E-03
	2		0,05135	4,30E-03		0,0398	6,91E-03
	3		0,05107	4,28E-03		0,0398	6,91E-03
	4		0,05084	4,26E-03		0,0398	6,91E-03
5	1	12,16	0,04644	3,82E-03	5,87	0,0405	6,89E-03
	2		0,04647	3,82E-03		0,0405	6,89E-03
	3		0,04652	3,83E-03		0,0405	6,89E-03
	4		0,04659	3,83E-03		0,0405	6,89E-03
6	1	11,68	0,02877	2,46E-03	5,62	0,0255	4,54E-03
	2		0,02887	2,47E-03		0,0255	4,54E-03
	3		0,02899	2,48E-03		0,0255	4,54E-03
	4		0,02913	2,49E-03		0,0255	4,54E-03

Capacità con sforzo assiale medio dovuto alla combinazione CV_SISMA:

Tabella 30 – Output diagramma momento-curvatura con N_{medio,CV_SISMA}

Pila	Fusto	N_{medio,CV_SISMA}	M_y	M_{Rd}	χ'_y	χ_y	χ_u
[n°]	[n°]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m-1]	[m-1]	[m-1]
1	1	-2436,60	2855,92	3740,72	0,0029	0,0037	0,0097
	2						
	3						
	4						
2	1	-2558,60	2892,71	3773,93	0,0029	0,0038	0,0095
	2						
	3						
	4						
3	1	-2578,84	2898,78	3779,41	0,0029	0,0038	0,0095
	2						
	3						
	4						
4	1	-2614,61	2909,50	3789,08	0,0029	0,0038	0,0095
	2						
	3						
	4						
5	1	-2620,71	2911,33	3790,73	0,0029	0,0038	0,0095
	2						
	3						
	4						
6	1	-2607,03	2907,23	3787,03	0,0029	0,0038	0,0095
	2						
	3						
	4						

Tabella 31 – Valori di capacità allo SLC riferiti a N_{medio,CV_SISMA}

Pila	Fusto	Direzione tongitudinale			Direzione trasversale		
		L_v	L_p	$\theta_{SLC,l}$	L_v	L_p	$\theta_{SLC,t}$
[n°]	[n°]	[m]	[m]	[rad]	[m]	[m]	[rad]
1	1	5,65	0,56	6,82E-03	2,60	0,26	3,14E-03
	2						
	3						
	4						
2	1	9,96	1,00	1,20E-02	4,76	0,48	5,72E-03
	2						
	3						
	4						
3	1	10,68	1,07	1,28E-02	5,12	0,51	6,14E-03
	2						
	3						
	4						
4	1	11,95	1,19	1,43E-02	5,76	0,58	6,90E-03
	2						
	3						
	4						
5	1	12,16	1,22	1,46E-02	5,87	0,59	7,02E-03
	2						
	3						
	4						
6	1	11,68	1,17	1,40E-02	5,62	0,56	6,73E-03
	2						
	3						
	4						

Capacità con sforzo assiale dovuto alla combinazione SISMA_X_SLC:

Tabella 32 - Output diagramma momento-curvatura con $N_{SISMA_X_SLC}$, pt. 1

Pila	Fusto	N _{max}	N _{min}	M _y		M _{Rd}		X' _y	
				N _{max}	N _{min}	N _{max}	N _{min}	N _{max}	N _{min}
[n°]	[n°]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m-1]	[m-1]
1	1	-1409,00	-3466,51	2535,16	3157,97	3449,39	4000,59	0,0027	0,0030
	2	-2013,85	-2857,04	2726,34	2981,55	3623,5	3853,96	0,0028	0,0029
	3	-2173,62	-2697,27	2776,63	2934,19	3669	3811,34	0,0028	0,0029
	4	-1604,81	-3270,70	2597,8	3102,02	3507,3	3955,28	0,0027	0,0030
2	1	-1673,32	-3445,29	2619,55	3151,94	3526,93	3995,71	0,0027	0,0030
	2	-2224,69	-2891,11	2791,38	2991,59	3682,35	3862,98	0,0028	0,0029
	3	-2313,97	-2801,82	2818,67	2965,23	3707,03	3839,29	0,0028	0,0029
	4	-1771,88	-3346,70	2651,63	3123,82	3555,92	3972,95	0,0028	0,0030
3	1	-1548,46	-3610,63	2576,66	3198,71	3488,22	4032,85	0,0027	0,0030
	2	-2200,32	-2956,07	2783,91	3010,67	3675,59	3880,11	0,0028	0,0029
	3	-2280,10	-2876,22	2808,34	2987,2	3697,68	3859,04	0,0028	0,0029
	4	-1635,74	-3523,15	2607,63	3174,02	3516,17	4013,35	0,0027	0,0030
4	1	-1456,44	-3789,97	2550,4	3248,88	3464,34	4072,4	0,0027	0,0031
	2	-2196,28	-3037,09	2782,67	3034,36	3674,46	3900,46	0,0028	0,0029
	3	-2267,41	-2955,31	2804,46	3010,45	3694,18	3879,91	0,0028	0,0029
	4	-1524,004	-3690,41	2572,04	3221,1	3484,05	4050,52	0,0027	0,0030
5	1	-1573,04	-3685,53	2587,69	3219,73	3498,17	4049,44	0,0027	0,0030
	2	-2287,24	-2958,35	2810,52	3011,34	3699,66	3880,7	0,0028	0,0029
	3	-2207,68	-3027,30	2786,15	3031,5	3677,62	3898,15	0,0028	0,0029
	4	-1475,87	-3750,73	2543,8	3237,95	3457,86	4063,8	0,0027	0,0031
6	1	-1815,17	-3415,75	2664,3	3143,53	3567,38	3988,91	0,0028	0,0030
	2	-2358,25	-2859,82	2832,15	2982,37	3719,23	3854,7	0,0028	0,0029
	3	-2276,95	-2930,69	2807,37	3003,22	3696,81	3873,42	0,0028	0,0029
	4	-1715,78	-3483,82	2632,99	3162,88	3539,07	4004,55	0,0028	0,0030

Tabella 33 – Output diagramma momento-curvatura con $N_{SISMA_X_SLC}$, pt. 2

Pila	Fusto	X_y		X_u	
		N_{max}	N_{min}	N_{max}	N_{min}
[n°]	[n°]	[m-1]	[m-1]	[m-1]	[m-1]
1	1	0,0037	0,0038	0,011	0,009
	2	0,0037	0,0038	0,010	0,009
	3	0,0037	0,0038	0,010	0,009
	4	0,0037	0,0038	0,011	0,009
2	1	0,0037	0,0038	0,011	0,009
	2	0,0037	0,0038	0,010	0,009
	3	0,0037	0,0038	0,010	0,009
	4	0,0037	0,0038	0,010	0,009
3	1	0,0037	0,0038	0,011	0,009
	2	0,0037	0,0038	0,010	0,009
	3	0,0037	0,0038	0,010	0,009
	4	0,0037	0,0038	0,011	0,009
4	1	0,0037	0,0038	0,011	0,008
	2	0,0037	0,0038	0,010	0,009
	3	0,0037	0,0038	0,010	0,009
	4	0,0037	0,0038	0,011	0,009
5	1	0,0037	0,0038	0,011	0,009
	2	0,0037	0,0038	0,010	0,009
	3	0,0037	0,0038	0,010	0,009
	4	0,0037	0,0038	0,011	0,008
6	1	0,0037	0,0038	0,010	0,009
	2	0,0037	0,0038	0,010	0,009
	3	0,0037	0,0038	0,010	0,009
	4	0,0037	0,0038	0,010	0,009

Tabella 34 – Valori di capacità riferiti a $N_{SISMA_X_SLC}$

Pila	Fusto	Direzione longitudinale				Direzione trasversale			
		L _v	L _p	$\theta_{SLC,l}$		L _v	L _p	$\theta_{SLC,t}$	
				N _{max}	N _{min}			N _{max}	N _{min}
[n°]	[n°]	[m]	[m]	[rad]	[rad]	[m]	[m]	[rad]	[rad]
1	1	5,65	0,56	7,20E-03	6,53E-03	2,60	0,26	3,31E-03	3,01E-03
	2			6,96E-03	6,69E-03			3,20E-03	3,08E-03
	3			6,91E-03	6,74E-03			3,18E-03	3,10E-03
	4			7,12E-03	6,58E-03			3,27E-03	3,03E-03
2	1	9,96	1,00	1,25E-02	1,15E-02	4,76	0,48	5,98E-03	5,51E-03
	2			1,22E-02	1,18E-02			5,81E-03	5,63E-03
	3			1,21E-02	1,18E-02			5,78E-03	5,65E-03
	4			1,24E-02	1,16E-02			5,94E-03	5,53E-03
3	1	10,68	1,07	1,35E-02	1,23E-02	5,12	0,51	6,48E-03	5,89E-03
	2			1,30E-02	1,26E-02			6,25E-03	6,04E-03
	3			1,30E-02	1,26E-02			6,23E-03	6,06E-03
	4			1,34E-02	1,23E-02			6,44E-03	5,91E-03
4	1	11,95	1,19	1,52E-02	1,36E-02	5,76	0,58	7,32E-03	6,58E-03
	2			1,46E-02	1,40E-02			7,04E-03	6,77E-03
	3			1,45E-02	1,41E-02			7,01E-03	6,79E-03
	4			1,51E-02	1,37E-02			7,29E-03	6,61E-03
5	1	12,16	1,22	1,54E-02	1,39E-02	5,87	0,59	7,41E-03	6,73E-03
	2			1,48E-02	1,43E-02			7,14E-03	6,92E-03
	3			1,48E-02	1,43E-02			7,16E-03	6,90E-03
	4			1,55E-02	1,39E-02			7,47E-03	6,71E-03
6	1	11,68	1,17	1,45E-02	1,35E-02	5,62	0,56	7,00E-03	6,51E-03
	2			1,41E-02	1,38E-02			6,81E-03	6,66E-03
	3			1,42E-02	1,38E-02			6,84E-03	6,64E-03
	4			1,46E-02	1,35E-02			7,04E-03	6,50E-03

Capacità con sforzo assiale dovuto alla combinazione SISMA_Y_SLC:

Tabella 35 – Output diagramma momento-curvatura con $N_{SISMA_Y_SLC}$, pt. 1

Pila	Fusto	N _{max}	N _{min}	M _y		M _{Rd}		X' _y	
				N _{max}	N _{min}	N _{max}	N _{min}	N _{max}	N _{min}
[n°]	[n°]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m-1]	[m-1]
1	1	-536,73	-4338,79	2247,13	3398,84	3166,5	4189,71	0,0026	0,0031
	2	-1772,44	-3098,45	2650,86	3052,23	3555,22	3914,94	0,0028	0,0030
	3	-1837,98	-3032,91	2671,46	3033,14	3573,85	3899,47	0,0028	0,0029
	4	-613,13	-4262,39	2272,95	3378,28	3191,82	4173,74	0,0026	0,0031
2	1	-601,39	-4517,22	2268,99	3446,42	3187,94	4226,56	0,0026	0,0032
	2	-1891,80	-3224,00	2688,32	3088,57	3589,1	3944,39	0,0028	0,0030
	3	-1926,73	-3189,06	2699,23	3078,49	3598,97	3936,22	0,0028	0,0030
	4	-639,11	-4479,47	2281,71	3436,4	3200,41	4218,81	0,0026	0,0032
3	1	-131,07	-5028,02	2108,06	3579,43	3029,15	4317,24	0,0025	0,0032
	2	-1750,03	-3406,37	2643,8	3140,86	3548,84	3986,74	0,0028	0,0030
	3	-1781,58	-3374,74	2653,74	3131,83	3557,82	3979,44	0,0028	0,0030
	4	-164,83	-4994,05	2119,77	3570,73	3040,73	4311,41	0,0025	0,0032
4	1	430,44	-5676,85	2094,089	3741,47	2970,204	4424,79	0,0025	0,0033
	2	-1586,98	-3646,39	2592,13	3208,76	3502,18	4040,78	0,0027	0,0030
	3	-1614,59	-3608,12	2600,91	3198	3510,1	4032,29	0,0027	0,0030
	4	411,36	-5625,78	2094,04	3729	2976,58	4416,61	0,0025	0,0033
5	1	308,34	-5566,91	2119,00	3714,57	3010,747	4407,11	0,0025	0,0033
	2	-1652,64	-3592,95	2613	3193,73	3521,01	4028,92	0,0027	0,0030
	3	-1615,51	-3619,43	2601,21	3201,18	3510,37	4034,81	0,0027	0,0030
	4	358,21	-5584,81	2106,53	3718,97	2994,22	4410,01	0,0025	0,0033
6	1	-563,62	-4667,30	2256,23	3485,99	3175,42	4254,32	0,0026	0,0032
	2	-1932,93	-3285,15	2701,16	3106,17	3600,72	3958,65	0,0028	0,0030
	3	-1897,62	-3310,02	2690,14	3113,31	3590,74	3964,43	0,0028	0,0030
	4	-515,57	-4684,02	2239,96	3490,37	3159,47	4257,29	0,0026	0,0032

Tabella 36 – Output diagramma momento-curvatura con $N_{SISMA_Y_SLC}$, pt. 2

Pila	Fusto	X_y		X_u	
		N_{max}	N_{min}	N_{max}	N_{min}
[n°]	[n°]	[m-1]	[m-1]	[n°]	[n°]
1	1	0,0036	0,0039	0,0123	0,0080
	2	0,0037	0,0038	0,0104	0,0090
	3	0,0037	0,0038	0,0103	0,0091
	4	0,0036	0,0039	0,0122	0,0081
2	1	0,0036	0,0039	0,0122	0,0079
	2	0,0037	0,0038	0,0103	0,0089
	3	0,0037	0,0038	0,0102	0,0089
	4	0,0036	0,0039	0,0121	0,0079
3	1	0,0036	0,0039	0,0130	0,0075
	2	0,0037	0,0038	0,0104	0,0087
	3	0,0037	0,0038	0,0104	0,0088
	4	0,0036	0,0039	0,0130	0,0076
4	1	0,0035	0,0039	0,0115	0,0071
	2	0,0037	0,0038	0,0106	0,0085
	3	0,0037	0,0038	0,0106	0,0086
	4	0,0035	0,0039	0,0114	0,0072
5	1	0,0035	0,0039	0,0112	0,0072
	2	0,0037	0,0038	0,0106	0,0086
	3	0,0037	0,0038	0,0106	0,0086
	4	0,0035	0,0039	0,0113	0,0072
6	1	0,0036	0,0039	0,0122	0,0078
	2	0,0037	0,0038	0,0102	0,0088
	3	0,0037	0,0038	0,0103	0,0088
	4	0,0036	0,0039	0,0123	0,0075

Tabella 37 – Valori di capacità riferiti a $N_{SISMA_Y_SLC}$

Pila	Fusto	Direzione longitudinale				Direzione trasversale			
		L _v	L _p	$\theta_{SLC,l}$		L _v	L _p	$\theta_{SLC,t}$	
				N _{max}	N _{min}			N _{max}	N _{min}
[n°]	[n°]	[m]	[m]	[rad]	[rad]	[m]	[m]	[rad]	[rad]
1	1	5,65	0,56	7,65E-03	6,33E-03	2,60	0,26	3,52E-03	2,91E-03
	2			7,05E-03	6,62E-03			3,24E-03	3,05E-03
	3			7,03E-03	6,64E-03			3,23E-03	3,06E-03
	4			7,60E-03	6,35E-03			3,50E-03	2,92E-03
2	1	9,96	1,00	1,34E-02	1,11E-02	4,76	0,48	6,42E-03	5,31E-03
	2			1,24E-02	1,16E-02			5,91E-03	5,56E-03
	3			1,23E-02	1,16E-02			5,90E-03	5,57E-03
	4			1,34E-02	1,11E-02			6,40E-03	5,32E-03
3	1	10,68	1,19	1,56E-02	1,20E-02	5,12	0,51	7,15E-03	5,63E-03
	2			1,39E-02	1,27E-02			6,40E-03	5,94E-03
	3			1,38E-02	1,28E-02			6,39E-03	5,94E-03
	4			1,56E-02	1,20E-02			7,14E-03	5,63E-03
4	1	11,95	1,19	1,53E-02	1,29E-02	5,76	0,58	7,38E-03	6,22E-03
	2			1,51E-02	1,37E-02			7,27E-03	6,62E-03
	3			1,50E-02	1,37E-02			7,25E-03	6,63E-03
	4			1,53E-02	1,29E-02			7,36E-03	6,23E-03
5	1	12,16	1,22	1,54E-02	1,32E-02	5,87	0,59	7,44E-03	6,36E-03
	2			1,53E-02	1,40E-02			7,37E-03	6,75E-03
	3			1,53E-02	1,40E-02			7,39E-03	6,75E-03
	4			1,55E-02	1,32E-02			7,47E-03	6,35E-03
6	1	11,68	1,17	1,58E-02	1,30E-02	5,62	0,56	7,60E-03	6,24E-03
	2			1,45E-02	1,36E-02			6,96E-03	6,55E-03
	3			1,45E-02	1,36E-02			6,97E-03	6,54E-03
	4			1,58E-02	1,28E-02			7,63E-03	6,16E-03

Meccanismo duttile SLD

Tabella 38 – Valori di domanda associati alla combinazione SISMA_X_SLD

Pila	Fusto	Direzione tongitudinale			Direzione trasversale		
		H _{elem.}	U _i	θ _i	H _{elem.,t.}	U _t	θ _t
[n°]	[n°]	[m]	[m]	[rad]	[m]	[m]	[rad]
1	1	5,65	0,00835	1,48E-03	2,60	0,0003	1,32E-04
	2		0,00833	1,48E-03		0,0003	1,32E-04
	3		0,00832	1,47E-03		0,0003	1,32E-04
	4		0,00833	1,47E-03		0,0003	1,33E-04
2	1	9,96	0,02542	2,55E-03	4,76	0,0016	3,30E-04
	2		0,02540	2,55E-03		0,0016	3,30E-04
	3		0,02539	2,55E-03		0,0016	3,30E-04
	4		0,02539	2,55E-03		0,0016	3,31E-04
3	1	10,68	0,03903	3,65E-03	5,12	0,0024	4,65E-04
	2		0,03898	3,65E-03		0,0024	4,65E-04
	3		0,03894	3,65E-03		0,0024	4,65E-04
	4		0,03892	3,64E-03		0,0024	4,66E-04
4	1	11,95	0,04801	4,02E-03	5,76	0,0038	6,67E-04
	2		0,04795	4,01E-03		0,0038	6,67E-04
	3		0,04789	4,01E-03		0,0038	6,67E-04
	4		0,04785	4,01E-03		0,0038	6,68E-04
5	1	12,16	0,04230	3,48E-03	5,87	0,0039	6,67E-04
	2		0,04230	3,48E-03		0,0039	6,67E-04
	3		0,04231	3,48E-03		0,0039	6,67E-04
	4		0,04232	3,48E-03		0,0039	6,68E-04
6	1	11,68	0,02553	2,19E-03	5,62	0,0026	4,57E-04
	2		0,02553	2,19E-03		0,0026	4,57E-04
	3		0,02553	2,19E-03		0,0026	4,57E-04
	4		0,02554	2,19E-03		0,0026	4,57E-04

Tabella 39 – Valori di domanda associati alla combinazione SISMA_Y_SLD

Pila	Fusto	Direzione longitudinale			Direzione trasversale		
		H _{elem.}	U _l	θ _l	H _{elem.t.}	U _t	θ _t
[n°]	[n°]	[m]	[m]	[rad]	[m]	[m]	[rad]
1	1	5,65	0,00298	5,27E-04	2,60	0,0011	4,14E-04
	2		0,00301	5,33E-04		0,0011	4,14E-04
	3		0,00306	5,41E-04		0,0011	4,14E-04
	4		0,00312	5,52E-04		0,0011	4,14E-04
2	1	9,96	0,00875	8,78E-04	4,76	0,0048	1,01E-03
	2		0,00881	8,84E-04		0,0048	1,01E-03
	3		0,00890	8,93E-04		0,0048	1,01E-03
	4		0,00901	9,04E-04		0,0048	1,01E-03
3	1	10,68	0,01263	1,18E-03	5,12	0,0072	1,40E-03
	2		0,01261	1,18E-03		0,0072	1,40E-03
	3		0,01262	1,18E-03		0,0072	1,40E-03
	4		0,01268	1,19E-03		0,0072	1,40E-03
4	1	11,95	0,01554	1,30E-03	5,76	0,0119	2,07E-03
	2		0,01544	1,29E-03		0,0119	2,07E-03
	3		0,01535	1,29E-03		0,0119	2,07E-03
	4		0,01527	1,28E-03		0,0119	2,07E-03
5	1	12,16	0,01397	1,15E-03	5,87	0,0121	2,07E-03
	2		0,01398	1,15E-03		0,0121	2,07E-03
	3		0,01398	1,15E-03		0,0121	2,07E-03
	4		0,01399	1,15E-03		0,0121	2,07E-03
6	1	11,68	0,00869	7,44E-04	5,62	0,0076	1,36E-03
	2		0,00871	7,46E-04		0,0076	1,36E-03
	3		0,00873	7,48E-04		0,0076	1,36E-03
	4		0,00876	7,50E-04		0,0076	1,36E-03

Capacità con sforzo assiale medio dovuto alla combinazione CV_SISMA:

Tabella 40 – Output diagramma momento-curvatura con N_{medio,CV_SISMA}

Pila	Fusto	N_{medio,CV_SISMA}	Direzione longitudinale				Direzione trasversale			
			M_y	M_{Rd}	χ'_y	χ_y	M_y	M_{Rd}	χ'_y	χ_y
[n°]	[n°]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m-1]	[m-1]	[kNm]	[kNm]	[m-1]	[m-1]
1	1	-2436,60	2855,92	3740,72	0,0029	0,0037	2855,92	3740,72	0,0029	0,0037
	2									
	3									
	4									
2	1	-2558,60	2892,71	3773,93	0,0029	0,0038	2892,71	3773,93	0,0029	0,0038
	2									
	3									
	4									
3	1	-2578,84	2898,78	3779,41	0,0029	0,0038	2898,78	3779,41	0,0029	0,0038
	2									
	3									
	4									
4	1	-2614,61	2909,50	3789,08	0,0029	0,0038	2909,50	3789,08	0,0029	0,0038
	2									
	3									
	4									
5	1	-2620,71	2911,33	3790,73	0,0029	0,0038	2911,33	3790,73	0,0029	0,0038
	2									
	3									
	4									
6	1	-2607,03	2907,23	3787,03	0,0029	0,0038	2907,23	3787,03	0,0029	0,0038
	2									
	3									
	4									

Tabella 41 – Valori di capacità allo SLD riferiti a $N_{medio,CV,SISMA}$

Pila	Fusto	Direzione tongitudinale			Direzione trasversale		
		L_v	L_p	$\theta_{y,l}$	L_v	L_p	$\theta_{y,t}$
[n°]	[n°]	[m]	[m-1]	[rad]	[m]	[m-1]	[rad]
1	1	5,65	0,0037	7,05E-03	2,60	0,0037	3,25E-03
	2						
	3						
	4						
2	1	9,96	0,0038	1,25E-02	4,76	0,0038	5,96E-03
	2						
	3						
	4						
3	1	10,68	0,0038	1,34E-02	5,12	0,0038	6,41E-03
	2						
	3						
	4						
4	1	11,95	0,0038	1,50E-02	5,76	0,0038	7,22E-03
	2						
	3						
	4						
5	1	12,16	0,0038	1,52E-02	5,87	0,0038	7,35E-03
	2						
	3						
	4						
6	1	11,68	0,0038	1,46E-02	5,62	0,0038	7,04E-03
	2						
	3						
	4						

Capacità con sforzo assiale dovuto alla combinazione SISMA_X_SLD:

Tabella 42 - Output diagramma momento-curvatura con $N_{SISMA_X_SLD}$

Pila-Fusto	N _{max}	N _{min}	M _y		M _{Rd}		X' _y		X _y	
			N _{max}	N _{min}	N _{max}	N _{min}	N _{max}	N _{min}	N _{max}	N _{min}
[n°]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m-1]	[m-1]	[m-1]	[m-1]
1-1	-2110,71	-2764,80	2907,23	2954,26	3787,04	3829,42	0,0029	0,0029	0,0038	0,0038
1-2	-2299,87	-2571,02	2814,37	2896,44	3703,14	3777,29	0,0028	0,0029	0,0037	0,0038
1-3	-2354,07	-2516,82	2830,88	2880,14	3718,08	3762,59	0,0028	0,0029	0,0037	0,0038
1-4	-2177,07	-2698,44	2776,76	2934,53	3669,13	3811,66	0,0028	0,0029	0,0037	0,0038
2-1	-2281,59	-2837,01	2808,79	2975,63	3698,1	3848,65	0,0028	0,0029	0,0037	0,0038
2-2	-2452,46	-2663,34	2860,72	2924,07	3745,05	3802,22	0,0029	0,0029	0,0037	0,0038
2-3	-2482,95	-2632,84	2869,93	2914,96	3753,37	3794	0,0029	0,0029	0,0037	0,0038
2-4	-2315,21	-2803,37	2819,05	2965,69	3707,38	3839,7	0,0028	0,0029	0,0037	0,0038
3-1	-2258,84	-2900,25	2801,84	2994,28	3691,81	3865,39	0,0028	0,0029	0,0037	0,0038
3-2	-2459,60	-2696,80	2862,88	2934,05	3747	3811,21	0,0029	0,0029	0,0037	0,0038
3-3	-2487,10	-2669,22	2871,18	2925,82	3754,5	3803,8	0,0029	0,0029	0,0037	0,0038
3-4	-2288,88	-2870,00	2811,02	2985,37	3700,11	3857,39	0,0028	0,0029	0,0037	0,0038
4-1	-2262,49	-2983,92	2802,95	3018,83	3692,82	3887,42	0,0028	0,0029	0,0037	0,0038
4-2	-2485,73	-2747,63	2870,77	2949,16	3754,13	3824,83	0,0029	0,0029	0,0037	0,0038
4-3	-2506,47	-2716,24	2877,02	2939,83	3759,78	3816,43	0,0029	0,0029	0,0038	0,0038
4-4	-2274,97	-2939,44	2806,77	3005,79	3696,27	3875,73	0,0028	0,0029	0,0037	0,0038
5-1	-2305,05	-2953,52	2815,95	3009,92	3704,57	3879,43	0,0028	0,0029	0,0037	0,0038
5-2	-2520,40	-2725,19	2881,22	2942,49	3763,56	3818,83	0,0029	0,0029	0,0038	0,0038
5-3	-2489,75	-2745,19	2871,98	2948,44	3755,22	3824,18	0,0029	0,0029	0,0038	0,0038
5-4	-2261,41	-2965,19	2802,62	3013,34	3692,52	3882,5	0,0028	0,0029	0,0037	0,0038
6-1	-2368,00	-2862,93	2835,11	2983,28	3721,91	3855,52	0,0029	0,0029	0,0037	0,0038
6-2	-2532,08	-2685,99	2884,73	2930,82	3766,74	3808,31	0,0029	0,0029	0,0038	0,0038
6-3	-2500,84	-2706,80	2875,32	2937,02	3758,24	3813,9	0,0029	0,0029	0,0037	0,0038
6-4	-2323,72	-2875,88	2821,65	2987,1	3709,72	3858,95	0,0028	0,0029	0,0037	0,0038

Tabella 43 – Valori di capacità riferiti a $N_{SISMA_X_SLD}$

Pila	Fusto	Direzione longitudinale			Direzione trasversale		
		L _v	$\theta_{y,l}$		L _v	$\theta_{y,t}$	
			N _{max}	N _{min}		N _{max}	N _{min}
[n°]	[n°]	[m]	[rad]	[rad]	[m]	[rad]	[rad]
1	1	5,65	7,08E-03	7,10E-03	2,60	3,26E-03	3,27E-03
	2		7,04E-03	7,07E-03		3,24E-03	3,25E-03
	3		7,04E-03	7,06E-03		3,24E-03	3,25E-03
	4		7,02E-03	7,09E-03		3,23E-03	3,26E-03
2	1	9,96	1,24E-02	1,25E-02	4,76	5,93E-03	5,99E-03
	2		1,24E-02	1,25E-02		5,95E-03	5,97E-03
	3		1,25E-02	1,25E-02		5,95E-03	5,97E-03
	4		1,24E-02	1,25E-02		5,93E-03	5,99E-03
3	1	10,68	1,33E-02	1,35E-02	5,12	6,38E-03	6,45E-03
	2		1,33E-02	1,34E-02		6,40E-03	6,43E-03
	3		1,33E-02	1,34E-02		6,40E-03	6,42E-03
	4		1,33E-02	1,35E-02		6,38E-03	6,45E-03
4	1	11,95	1,49E-02	1,51E-02	5,76	7,17E-03	7,27E-03
	2		1,49E-02	1,50E-02		7,20E-03	7,24E-03
	3		1,49E-02	1,50E-02		7,20E-03	7,23E-03
	4		1,49E-02	1,51E-02		7,17E-03	7,26E-03
5	1	12,16	1,52E-02	1,53E-02	5,87	7,31E-03	7,40E-03
	2		1,52E-02	1,53E-02		7,34E-03	7,37E-03
	3		1,52E-02	1,53E-02		7,34E-03	7,37E-03
	4		1,51E-02	1,53E-02		7,30E-03	7,41E-03
6	1	11,68	1,46E-02	1,47E-02	5,62	7,01E-03	7,08E-03
	2		1,46E-02	1,47E-02		7,03E-03	7,05E-03
	3		1,46E-02	1,47E-02		7,03E-03	7,06E-03
	4		1,45E-02	1,47E-02		7,01E-03	7,08E-03

Capacità con sforzo assiale dovuto alla combinazione SISMA_Y_SLD:

Tabella 44 – Output diagramma momento-curvatura con $N_{SISMA_Y_SLD}$

Pila-Fusto	N _{max}	N _{min}	M _y		M _{Rd}		X' _y		X _y	
			N _{max}	N _{min}	N _{max}	N _{min}	N _{max}	N _{min}	N _{max}	N _{min}
[n°]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m-1]	[m-1]	[m-1]	[m-1]
1-1	-1860,87	-3014,64	2678,64	3027,81	3580,34	3895,15	0,0028	0,0029	0,0037	0,0038
1-2	-2233,07	-2637,82	2793,95	2916,45	3684,67	3795,35	0,0028	0,0029	0,0037	0,0038
1-3	-2255,59	-2615,30	2800,84	2909,71	3690,91	3789,27	0,0028	0,0029	0,0037	0,0038
1-4	-1887,06	-2988,45	2686,84	3020,15	3587,76	3888,61	0,0028	0,0029	0,0037	0,0038
2-1	-1970,23	-3148,38	2712,78	3066,72	3611,23	3926,68	0,0028	0,0030	0,0037	0,0038
2-2	-2357,03	-2758,77	2831,78	2952,47	3718,89	3827,81	0,0028	0,0029	0,0037	0,0038
2-3	-2368,66	-2747,13	2835,32	2949,01	3722,09	3824,7	0,0029	0,0029	0,0037	0,0038
2-4	-1982,79	-3135,79	2716,69	3063,07	3614,76	3923,72	0,0028	0,0030	0,0037	0,0038
3-1	-1842,33	-3316,77	2672,83	3115,24	3575,09	3966	0,0028	0,0030	0,0037	0,0038
3-2	-2328,41	-2827,98	2823,07	2972,97	3711,01	3846,24	0,0028	0,0029	0,0037	0,0038
3-3	-2338,95	-2817,38	2826,28	2969,83	3713,92	3843,43	0,0028	0,0029	0,0037	0,0038
3-4	-1853,58	-3305,30	2676,35	3111,95	3578,28	3963,34	0,0028	0,0030	0,0037	0,0038
4-1	-1704,46	-3541,95	2629,41	3179,34	3535,83	4017,55	0,0028	0,0030	0,0037	0,0038
4-2	-2306,50	-2926,87	2816,39	3002,1	3704,97	3872,42	0,0028	0,0029	0,0037	0,0038
4-3	-2312,00	-2910,71	2818,07	2997,35	3706,49	3868,15	0,0028	0,0029	0,0037	0,0038
4-4	-1700,02	-3514,40	2628,01	3171,55	3534,56	4011,4	0,0028	0,0030	0,0037	0,0038
5-1	-1746,09	-3512,49	2642,56	3171,01	3547,71	4010,97	0,0028	0,0030	0,0037	0,0038
5-2	-2331,33	-2914,26	2823,96	2998,39	3711,82	3869,09	0,0028	0,0029	0,0037	0,0038
5-3	-2315,54	-2919,40	2819,15	2999,91	3707,47	3870,45	0,0028	0,0029	0,0037	0,0038
5-4	-1718,93	-3507,66	2633,98	3169,64	3539,96	4009,89	0,0028	0,0030	0,0037	0,0038
6-1	-1998,33	-3232,59	2721,52	3091,05	3619,14	3946,4	0,0028	0,0030	0,0037	0,0038
6-2	-2405,90	-2812,17	2846,62	2968,29	3732,31	3842,04	0,0029	0,0029	0,0037	0,0038
6-3	-2390,68	-2816,96	2842,01	2969,71	3728,14	3843,32	0,0029	0,0029	0,0037	0,0038
6-4	-1971,89	-3227,71	2713,3	3089,64	3611,7	3945,26	0,0028	0,0030	0,0037	0,0038

Tabella 45 – Valori di capacità riferiti a $N_{SISMA_X_SLD}$

Pila	Fusto	Direzione longitudinale			Direzione trasversale		
		L _v	$\theta_{y,l}$		L _v	$\theta_{y,t}$	
			N _{max}	N _{min}		N _{max}	N _{min}
[n°]	[n°]	[m]	[rad]	[rad]	[m]	[rad]	[rad]
1	1	5,65	6,98E-03	7,13E-03	2,60	3,21E-03	3,28E-03
	2		7,03E-03	7,08E-03		3,23E-03	3,26E-03
	3		7,03E-03	7,08E-03		3,24E-03	3,26E-03
	4		6,98E-03	7,13E-03		3,21E-03	3,28E-03
2	1	9,96	1,23E-02	1,26E-02	4,76	5,90E-03	6,03E-03
	2		1,24E-02	1,25E-02		5,94E-03	5,99E-03
	3		1,24E-02	1,25E-02		5,94E-03	5,98E-03
	4		1,23E-02	1,26E-02		5,90E-03	6,03E-03
3	1	10,68	1,32E-02	1,36E-02	5,12	6,33E-03	6,50E-03
	2		1,33E-02	1,34E-02		6,38E-03	6,45E-03
	3		1,33E-02	1,34E-02		6,39E-03	6,44E-03
	4		1,32E-02	1,35E-02		6,33E-03	6,50E-03
4	1	11,95	1,47E-02	1,52E-02	5,76	7,10E-03	7,34E-03
	2		1,49E-02	1,51E-02		7,18E-03	7,26E-03
	3		1,49E-02	1,51E-02		7,18E-03	7,26E-03
	4		1,47E-02	1,52E-02		7,10E-03	7,33E-03
5	1	12,16	1,50E-02	1,55E-02	5,87	7,24E-03	7,47E-03
	2		1,52E-02	1,53E-02		7,31E-03	7,40E-03
	3		1,52E-02	1,53E-02		7,31E-03	7,40E-03
	4		1,50E-02	1,55E-02		7,24E-03	7,47E-03
6	1	11,68	1,45E-02	1,48E-02	5,62	6,97E-03	7,12E-03
	2		1,46E-02	1,47E-02		7,02E-03	7,07E-03
	3		1,46E-02	1,47E-02		7,01E-03	7,07E-03
	4		1,45E-02	1,48E-02		6,96E-03	7,12E-03

Meccanismo fragile SLC

Domanda:

Tabella 46 – Valori di domanda associati alla combinazione SISMA_X_SLC

Pila	Fusto	V _{ed,l}		V _{ed,t}	
		N _{max}	N _{min}	N _{max}	N _{min}
[n°]	[n°]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1	1	533,50	533,50	301,52	301,52
	2	512,12	512,12	301,52	301,52
	3	509,08	509,08	301,89	301,89
	4	516,68	516,68	302,46	302,46
2	1	346,45	346,45	237,60	237,60
	2	342,60	342,60	237,62	237,62
	3	342,36	342,36	237,73	237,73
	4	343,99	343,99	237,86	237,86
3	1	326,61	377,61	290,39	290,39
	2	344,16	363,31	290,40	290,40
	3	346,22	361,33	290,49	290,49
	4	329,23	375,78	290,62	290,62
4	1	290,00	340,90	324,17	324,17
	2	307,59	326,51	324,19	324,19
	3	309,24	324,79	324,27	324,27
	4	291,65	339,07	324,39	324,39
5	1	287,63	332,96	309,18	309,18
	2	304,20	319,08	309,20	309,20
	3	302,39	320,52	309,28	309,28
	4	284,32	334,14	309,39	309,39
6	1	233,29	233,29	235,55	235,55
	2	235,28	235,28	235,53	235,53
	3	237,47	237,47	235,56	235,56
	4	239,84	239,84	235,61	235,61

Tabella 47 – Valori di domanda associati alla combinazione SISMA_Y_SLC

Pila	Fusto	V _{ed,l}		V _{ed,t}	
		N _{max}	N _{min}	N _{max}	N _{min}
[n°]	[n°]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1	1	214,58	214,58	944,19	944,19
	2	182,70	182,70	943,45	943,45
	3	199,19	199,19	943,82	943,82
	4	238,36	238,36	945,11	945,11
2	1	121,60	121,60	639,89	723,50
	2	117,17	117,17	720,41	723,41
	3	123,34	123,34	722,39	723,52
	4	134,32	134,32	642,39	723,77
3	1	150,62	150,62	567,26	808,47
	2	141,24	141,24	664,58	746,58
	3	142,03	142,03	666,26	745,21
	4	151,21	151,21	569,43	807,38
4	1	141,34	141,34	497,27	740,80
	2	135,79	135,79	586,34	676,51
	3	130,83	130,83	587,66	675,09
	4	127,26	127,26	498,34	739,43
5	1	131,99	131,99	495,11	724,73
	2	132,45	132,45	579,02	662,54
	3	133,12	133,12	577,27	663,51
	4	134,01	134,01	492,39	725,21
6	1	97,57	97,57	543,83	699,69
	2	100,72	100,72	616,67	677,97
	3	104,11	104,11	614,96	678,96
	4	107,71	107,71	541,10	699,40

Capacità:

Tabella 48 – Contributo del calcestruzzo al taglio resistente per le combinazioni SISMA_X_SLC e SISMA_Y_SLC

D	c	d _{bw}	D _c	A _c	k	FC	γ _c	f _{cm}	f _c	V _c
[m]	[m]	[m]	[m]	[m ²]	[/]	[/]	[/]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]
1,2	0,05	0,012	1,076	0,91	0,29	1	1,5	20	13,33	770,32

Tabella 49 – Contributo delle armature trasversali al taglio resistente per le combinazioni SISMA_X_SLC e SISMA_Y_SLC

A _{sw}	s	FC	γ _s	f _y	f _{yw}	D	c	V _s
[cm ²]	[cm]	[/]	[/]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[m]	[m]	[kN]
1,13	25	1	1,15	390	339,13	1,2	0,05	264,86

Tabella 50 - Contributo dello sforzo normale al taglio resistente per la combinazione SISMA_X_SLC

f _c = 13,33 [N/mm ²]		A _c = 0,91 [m ²]		h= 1,2 [m]		V _N in direz longit. e trasv.					
Pila	Fusto	N _{max}	N _{min}	x		L _v	V _{N,l}		L _v	V _{N,t}	
				N _{max}	N _{min}		N _{max}	N _{min}		N _{max}	N _{min}
[n°]	[n°]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[m]	[kN]	[kN]
1	1	-1409,00	-3466,51	0,42	0,59	5,65	97,48	186,69	2,60	211,84	405,73
	2	-2013,85	-2857,04	0,47	0,54		130,25	166,84		283,06	362,58
	3	-2173,62	-2697,27	0,48	0,53		137,99	160,72		299,89	349,28
	4	-1604,81	-3270,70	0,44	0,58		108,68	180,92		236,19	393,18
2	1	-1673,32	-3445,29	0,44	0,59	9,96	63,75	105,49	4,76	133,38	220,70
	2	-2224,69	-2891,11	0,49	0,54		79,58	95,28		166,49	199,35
	3	-2313,97	-2801,82	0,49	0,54		81,90	93,40		171,35	195,40
	4	-1771,88	-3346,70	0,45	0,58		66,77	103,86		139,69	217,30
3	1	-1548,46	-3610,63	0,43	0,60	10,68	55,80	100,79	5,12	116,35	210,15
	2	-2200,32	-2956,07	0,49	0,55		73,64	90,14		153,55	187,94
	3	-2280,10	-2876,22	0,49	0,54		75,60	88,61		157,62	184,75
	4	-1635,74	-3523,15	0,44	0,60		58,38	99,56		121,74	207,59
4	1	-1456,44	-3789,97	0,42	0,62	11,95	47,39	92,19	5,76	98,28	191,17
	2	-2196,28	-3037,09	0,48	0,56		65,75	81,93		136,34	169,89
	3	-2267,41	-2955,31	0,49	0,55		67,31	80,57		139,58	167,08

	4	-1524,00	-3690,41	0,43	0,61		49,23	91,06		102,09	188,83
5	1	-1573,04	-3685,53	0,43	0,61	12,16	49,64	89,39	5,87	102,88	185,24
	2	-2287,24	-2958,35	0,49	0,55		66,53	79,19		137,89	164,11
	3	-2207,65	-3027,30	0,49	0,55		64,83	80,31		134,35	166,44
	4	-1475,87	-3750,73	0,42	0,62		47,07	90,12		97,56	186,77
6	1	-1815,17	-3415,75	0,45	0,59	11,68	58,08	89,60	5,62	120,63	186,10
	2	-2358,25	-2859,82	0,50	0,54		70,84	80,74		147,14	167,71
	3	-2276,95	-2930,69	0,49	0,55		69,07	81,99		143,46	170,31
	4	-1715,78	-3483,82	0,44	0,59		55,51	90,53		115,30	188,03

Tabella 51 – Contributo dello sforzo normale al taglio resistente per la combinazione
SISMA_Y_SLC

fc= 13,33 [N/mm ²]		Ac= 0,91 [m ²]		h= 1,2 [m]		V _N in direz longit. e trasv.					
Pila	Fusto	N _{max}	N _{min}	x		L _v	V _{N,l}		L _v	V _{N,t}	
				N _{max}	N _{min}		N _{max}	N _{min}		N _{max}	N _{min}
[n°]	[n°]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[m]	[kN]	[kN]
1	1	-536,73	-4338,79	0,35	0,67	5,65	40,62	205,49	2,60	88,27	446,57
	2	-1772,44	-3098,45	0,45	0,56		117,82	175,37		256,05	381,11
	3	-1837,98	-3032,91	0,45	0,56		121,28	173,14		263,57	376,27
	4	-613,13	-4262,39	0,35	0,66		46,05	204,29		100,08	443,98
2	1	-601,39	-4517,22	0,35	0,68	9,96	25,63	117,87	4,76	53,63	246,60
	2	-1891,80	-3224,00	0,46	0,57		70,33	101,72		147,14	212,83
	3	-1926,73	-3189,06	0,46	0,57		71,34	101,09		149,27	211,50
	4	-639,11	-4479,47	0,35	0,68		27,14	117,59		56,78	246,03
3	1	-131,07	-5028,02	0,31	0,72	10,68	5,45	112,28	5,12	11,37	234,12
	2	-1750,03	-3406,37	0,45	0,59		61,67	97,83		128,60	203,98
	3	-1781,58	-3374,74	0,45	0,58		62,57	97,34		130,46	202,96
	4	-164,83	-4994,05	0,31	0,72		6,84	112,19		14,26	233,93
4	1	430,44	-5676,85	0,34	0,78	11,95	0,00	100,37	5,76	0,00	208,13
	2	-1586,98	-3646,39	0,43	0,61		50,91	90,54		105,58	187,75
	3	-1614,59	-3608,12	0,44	0,60		51,64	90,07		107,09	186,79
	4	411,36	-5625,78	0,33	0,77		0,00	100,48		0,00	208,35
5	1	308,34	-5566,91	0,33	0,77	12,16	0,00	98,79	5,87	0,00	204,74
	2	-1652,64	-3592,95	0,44	0,60		51,70	88,29		107,15	182,97

	3	-1615,51	-3619,43	0,44	0,60		50,75	88,61		105,17	183,64
	4	358,21	-5584,81	0,33	0,77		0,00	98,76		0,00	204,68
6	1	-563,62	-4667,30	0,35	0,69	11,68	20,57	101,38	5,62	42,74	210,58
	2	-1932,93	-3285,15	0,46	0,58		61,03	87,72		126,76	182,19
	3	-1897,62	-3310,02	0,46	0,58		60,15	88,08		124,94	182,96
	4	-515,57	-4684,02	0,34	0,69		18,91	101,47		39,28	210,75

Tabella 52 – Valori di capacità associati alla combinazione SISMA_X_SLC

Pila	Fusto	$V_{u,slc,l}$		$V_{u,slc,t}$	
		N_{max}	N_{min}	N_{max}	N_{min}
[n°]	[n°]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1	1	906,13	977,50	997,62	1152,73
	2	932,34	961,62	1054,59	1118,21
	3	938,54	956,72	1068,06	1107,57
	4	915,09	972,88	1017,10	1142,69
2	1	879,15	912,54	934,85	1004,70
	2	891,81	904,37	961,34	987,63
	3	893,67	902,86	965,23	984,47
	4	881,56	911,23	939,90	1001,98
3	1	872,79	908,77	921,23	996,27
	2	887,06	900,25	950,99	978,50
	3	888,62	899,03	954,24	975,95
	4	874,85	907,79	925,53	994,22
4	1	866,06	901,90	906,77	981,08
	2	880,74	893,69	937,22	964,06
	3	881,99	892,60	939,81	961,81
	4	867,53	900,99	909,82	979,21
5	1	867,86	899,65	910,45	976,34
	2	881,37	891,50	938,45	959,44
	3	880,01	892,40	935,62	961,30
	4	865,80	900,24	906,19	977,56
6	1	874,61	899,82	924,65	977,03
	2	884,82	892,74	945,86	962,31
	3	883,40	893,74	942,91	964,39
	4	872,55	900,57	920,39	978,57

Tabella 53 – Valori di capacità associati alla combinazione SISMA_Y_SLC

Pila	Fusto	$V_{u,slc,l}$		$V_{u,slc,t}$	
		N_{max}	N_{min}	N_{max}	N_{min}
[n°]	[n°]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1	1	860,64	992,53	898,76	1185,40
	2	922,40	968,44	1032,99	1133,04
	3	925,17	966,65	1039,00	1129,16
	4	864,99	991,58	908,21	1183,33
2	1	848,65	922,44	871,05	1025,42
	2	884,41	909,52	945,86	998,41
	3	885,22	909,02	947,56	997,35
	4	849,86	922,22	873,57	1024,97
3	1	832,51	917,97	837,24	1015,44
	2	877,49	906,41	931,02	991,33
	3	878,20	906,02	932,51	990,51
	4	833,62	917,90	839,55	1015,29
4	1	828,15	908,44	828,15	994,65
	2	868,88	900,58	912,61	978,34
	3	869,46	900,21	913,82	977,57
	4	828,15	908,53	828,15	994,83
5	1	828,15	907,18	828,15	991,93
	2	869,51	898,78	913,86	974,53
	3	868,74	899,03	912,28	975,05
	4	828,15	907,16	828,15	991,89
6	1	844,61	909,25	862,33	996,61
	2	876,97	898,32	929,55	973,90
	3	876,27	898,61	928,10	974,51
	4	843,27	909,32	859,57	996,75

Indice delle Figure

Figura 1-1 Classificazione sismica regione Marche	15
Figura 1-2 – Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale	16
Figura 1-3 – Approccio multilivello e relazioni tra i diversi livelli di analisi.....	20
Figura 1-4 – Flusso logico per la determinazione della classe di attenzione	22
Figura 1-5 – Livelli di analisi	27
Figura 2-1 – Sezione trasversale dell’impalcato	28
Figura 2-2 - Geometria trave, da sx: sezione a doppio T; sezione variabile all’estremità; sezione rettangolare.....	29
Figura 2-3 – Sezione trasversale.....	29
Figura 2-4 – Disposizione dei cavi di precompressione, vista longitudinale	30
Figura 2-5 – Prospetto trasversale pulvino.....	30
Figura 2-6 – Prospetto longitudinale della pila e sezione del fusto tipo	31
Figura 2-7 – Vista in pianta dispositivo d’appoggio tipo	31
Figura 2-8 – Sezione dispositivo d’appoggio tipo	31
Figura 2-9 – Schema di carico adottato nella progettazione	32
Figura 2-10 – Diagramma del momento dovuto ai carichi mobili col metodo dei carichi ripartiti equivalenti, Circ. Min. del '62	33
Figura 2-11 – Diagramma del taglio dovuto ai carichi mobili col metodo dei carichi ripartiti equivalenti, Circ. Min. del '62.....	34
Figura 3-1 – Tracciato del cavo risultante	46
Figura 3-2 – Numero e larghezza delle corsie convenzionali (NTC 2018, Tab. 5.1.I)	49
Figura 3-3 – Intensità dei carichi per le diverse corsie (NTC 2018, 5.1.3.3.5)	50
Figura 3-4 – Schema di carico 1 (NTC 2018, 5.1.3.3.5)	51
Figura 3-5 – Disposizione trasversale dei carichi da traffico	51
Figura 3-6 – Modello della singola trave in SAP2000	52
Figura 3-7 – Vista estrusa del modello della singola trave in SAP2000	53
Figura 3-8 – Modello dell’impalcato a graticcio in SAP2000	54
Figura 3-9 – Vista estrusa del modello dell’impalcato a graticcio in SAP2000.....	55
Figura 3-10 – Fattori parziali di sicurezza per i carichi permanenti γ_G , (Linee Guida, Tabella 6.3.3)	58
Figura 3-11 – Sezione pressoinflessa.....	60
Figura 3-12 – Dominio M-N trave, sez. 15.00 m, Completo Adeguamento.....	66
Figura 3-13 – Dominio M-N trave, sez. 14.8675 m, Completo Adeguamento.....	66
Figura 3-14 – Definizione della porzione di trave in cui non è necessario eseguire la verifica a taglio.....	70
Figura 3-15 – Traliccio isostatico di Morsch	73

Figura 3-16 – Traliccio resistente a taglio sovrapposto (UNI EN 1992-2).....	74
Figura 3-17 – Influenza della pendenza dei cavi sulla diagonale compressa	75
Figura 3-18 – Meccanismo di trasmissione delle tensioni al variare della rigidità del corrente inferiore, a destra in assenza di sufficiente armatura inferiore (a); a sinistra con sufficiente armatura inferiore (b).....	76
Figura 3-19 – Diagramma M_q - M_{cr} al variare dell'ascissa lungo trave	88
Figura 3-20 – Verifica a taglio della trave in forma grafica	93
Figura 3-21 – Dominio M-N trasverso, Completo Adeguamento	98
Figura 3-22 – Particolare armatura trasversi.....	99
Figura 3-23 – Suddivisione della soletta in conci.....	105
Figura 3-24 – Modello della soletta	106
Figura 3-25 – Max campata 1 soletta, combinazione 1a.....	108
Figura 3-26 – Max campata 1 soletta, combinazione 1b.....	108
Figura 3-27 – Max campata 1 soletta, combinazione 1c.....	108
Figura 3-28 – Max campata 1 soletta, combinazione 1d.....	109
Figura 3-29 – Max appoggio 2 soletta, combinazione 2a.....	109
Figura 3-30 – Max appoggio 2 soletta, combinazione 2b.....	109
Figura 3-31 – Max appoggio 3 soletta, combinazione 3	110
Figura 3-32 – Max appoggio 4 soletta, combinazione 4	110
Figura 3-33 – Diagramma dei Momenti agenti sulla soletta, vista 3d	111
Figura 3-34 – Dominio M-N soletta, sezione in campata	115
Figura 3-35 – Dominio M-N soletta, sezione in appoggio	117
Figura 3-36 – Perimetri di verifica al punzonamento.....	120
Figura 4-1 – Spettro di risposta allo stato limite di	127
Figura 4-2 – Spettro di risposta elastico allo stato limite di danno.....	128
Figura 4-3 Sezione trasversale corrente dell'impalcato	129
Figura 4-4 – Sezione trave	130
Figura 4-5 – Coefficienti di combinazione ψ delle azioni (NTC 2018, Tab. 5.2.VI)	132
Figura 4-6 - Vista estrusa del modello in SAP 2000	133
Figura 4-7 Proprietà della sezione fornite in input al SAP 2000.....	135
Figura 4-8 – Particolare della modellazione in corrispondenza della pila	137
Figura 4-9 – Diagramma momento-curvatura di una generica sezione.....	138
Figura 4-10 – Diagramma momento-curvatura della sezione analizzata.....	139
Figura 4-11 – Coefficiente di fessurazione secondo NTC 2018, Fig. C7.2.5.....	140
Figura 4-12 – Sorgente di massa SAP2000	142
Figura 4-13 - Variazione % di $p_{V,SISMA_X}$ passando da $G=1.2$ MPa a $G=0.9$ MPa	156
Figura 4-14 - Variazione % di $p_{V,SISMA_Y}$ passando da $G=1.2$ MPa a $G=0.9$ MPa.....	157
Figura 4-15 - Variazione % di $p_{U,SISMA_X_SLD}$ passando da $G=1.2$ MPa a $G=0.9$ MPa.....	159

Figura 4-16 – Variazione % di $\rho_{U,SISMA_Y_SLD}$ passando da $G=1.2$ MPa a $G=0.9$ MPa	160
Figura 4-17 – Rotazione alla corda, luce di taglio.....	165
Figura 4-18 – Diagramma momento-curvatura tipo da software VcaSlu	166
Figura 4-19 - Variazione % di $\rho_{\theta,SISMA_X_SLC}$ in funzione di N.....	169
Figura 4-20 – Variazione % di $\rho_{\theta,SISMA_Y_SLC}$ in funzione di N.....	169
Figura 4-21 – Variazione % di $\rho_{\theta,SISMA_Y_SLD}$ in funzione di N.....	171
Figura 4-22 – Variazione % di $\rho_{\theta,SISMA_X_SLD}$ in funzione di N.....	171
Figura 4-23 – Coefficiente k.....	173

Indice delle Figure nelle Appendici

Figura 1 - Armatura pila da tavola contabile.....	186
Figura 2 - Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto (NTC 2018, Tab. 2.4.I).....	189
Figura 3 - Valori del coefficiente d'uso C_U (NTC 2018, Tab. 2.4.II)	189
Figura 4 – Categorie topografiche (NTC 2018, Tab. 3.2.III).....	190
Figura 6 – Espressioni di S_S e di C_C (NTC 2018, Tab. 3.2.IV).....	191
Figura 5 – Categorie di sottosuolo (NTC 2018, Tab. 3.2.II)	191
Figura 7 – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T (NTC 2018, Tab. 3.2.V).....	191
Figura 8 – Numerazione pile.....	194
Figura 9 – Numerazione fusti e appoggi i-esima pila	194
Figura 10 – Input VcaSlu	195

Indice delle Tabelle

Tabella 3-1 – Sintesi delle proprietà caratteristiche del calcestruzzo	41
Tabella 3-2 – Sintesi delle proprietà caratteristiche dell'acciaio	41
Tabella 3-3 – Fattori parziali di sicurezza associati alla Completa Adeguatezza	42
Tabella 3-4 – Sintesi delle proprietà di progetto per il Completo Adeguamento	43
Tabella 3-5 – Carichi permanenti portati (G2)	44
Tabella 3-6 – Definizione del cavo risultante di 1° fase	45
Tabella 3-7 – Definizione del cavo risultante finale.....	46
Tabella 3-8 – Valore delle tensioni finali agenti sul cavo nelle sezioni di interesse.....	48
Tabella 3-9 – Definizione numero e larghezza delle corsie convenzionali per il caso studio	49
Tabella 3-10 – Peso proprio traversi.....	56
Tabella 3-11 – Peso proprio soletta	56
Tabella 3-12 – Carichi G2 per modello a graticcio.....	57
Tabella 3-13 – Coefficienti parziali di sicurezza agli SLU, Completo Adeguamento	58
Tabella 3-14 – Proprietà trave, sez. 15.00 m.....	61
Tabella 3-15 – Verifica a flessione della trave con M_{Rd} da calcolo manuale, sez. 15.00 m	62
Tabella 3-16 – Informazioni da VcaSlu, trave sez. 15.00 m.....	62
Tabella 3-17 – Informazioni da VcaSlu, cavo sez. 15.00 m	63
Tabella 3-18 – Verifica a flessione della trave con M_{Rd} da VcaSlu, sez. 15.00 m	63
Tabella 3-19 Proprietà trave, sez. 14.8675 m	63
Tabella 3-20 - Verifica a flessione della trave con M_{Rd} da calcolo manuale, sez. 14.8675 m	64
Tabella 3-21 – Informazioni da VcaSlu, trave sez. 14.8675 m	64
Tabella 3-22 – Informazioni da VcaSlu, cavo sez. 14.8675 m	64
Tabella 3-23 – Verifica a flessione della trave con M_{Rd} da VcaSlu, sez. 15.00 m	65
Tabella 3-24 – Proprietà della sez. 0 (s= 0.00 m) della trave nelle due fasi costruttive....	78
Tabella 3-25 – Azioni agenti nella sez. 0 (s= 0.00 m) della trave nelle due fasi costruttive	79
Tabella 3-26 - Valutazione dello stato della sez. 0 (s= 0.00 m) della trave.....	79
Tabella 3-27 – Proprietà della sez. 1 (s= 2.00 m) della trave nelle due fasi costruttive....	80
Tabella 3-28 - Azioni agenti nella sez. 1 (s= 2.00 m) della trave nelle due fasi costruttive	81
Tabella 3-29 – Valutazione dello stato della sez. 1 (s= 2.00 m) della trave	81
Tabella 3-30 - Proprietà della sez. 2 (s= 7.3675 m) della trave nelle due fasi costruttive	82

Tabella 3-31 – Azioni agenti nella sez. 2 (s= 7.3675 m) della trave nelle due fasi costruttive	83
Tabella 3-32 – Valutazione dello stato della sez. 2 (s= 7.3675 m) della trave	83
Tabella 3-33 – Proprietà della sez. 3 (s= 14.8675 m) della trave nelle due fasi costruttive	84
Tabella 3-34 – Azioni agenti nella sez. 3 (s= 14.8675 m) della trave nelle due fasi costruttive	85
Tabella 3-35 – Valutazione dello stato della sez. 3 (s= 14.8675 m) della trave	85
Tabella 3-36 – Proprietà della sez. 4 (s= 5.90 m) della trave nelle due fasi costruttive....	86
Tabella 3-37 – Azioni agenti nella sez. 4 (s= 5.90 m) della trave nelle due fasi costruttive	87
Tabella 3-38 - Valutazione dello stato della sez. 4 (s= 5.90 m) della trave.....	87
Tabella 3-39 – Informazioni e Proprietà della sez. 1 (s= 2.00 m) della trave	89
Tabella 3-40 – Verifica a taglio sez. 1 (s= 2.00 m) della trave	89
Tabella 3-41 – Informazioni e Proprietà della sez. 5 (s = 6.30 m) della trave	90
Tabella 3-42 – Verifica a taglio sez. 5 (s= 6.30 m) della trave	90
Tabella 3-43 – Informazioni e Proprietà della sez. 2 (s= 7.3675 m) della trave	91
Tabella 3-44 – Verifica a taglio sez. 2 (s= 7.3675 m) della trave.....	91
Tabella 3-45 – Informazioni e Proprietà della sez. 3 (s= 14.8675 m) della trave	92
Tabella 3-46 – Verifica a taglio sez. 3 (s= 14.8675 m) della trave.....	92
Tabella 3-47 – Proprietà del traverso e delle armature a flessione	97
Tabella 3-48 – Definizione asse neutro della sez. del traverso	97
Tabella 3-49 - Deformazioni dell'armatura del traverso risultanti dal calcolo manuale.....	97
Tabella 3-50 – Verifica a flessione del traverso con M_{Rd} del calcolo manuale.....	97
Tabella 3-51 – Calcolo M_{Rd} del traverso da $V_{ca}Slu$	97
Tabella 3-52 – Verifica a flessione del traverso con M_{Rd} del $V_{ca}Slu$	98
Tabella 3-53 – Proprietà del traverso e delle armature a taglio.....	101
Tabella 3-54 – Verifica a taglio del traverso	102
Tabella 3-55 – Calcolo sollecitazione di taglio all'interfaccia trave-traverso	103
Tabella 3-56 – Calcolo del valore di resistenza a taglio all'interfaccia trave-traverso	103
Tabella 3-57 – Risultato verifica all'interfaccia trave-traverso	103
Tabella 3-58 – Definizione dei momenti per le sezioni di verifica della soletta.....	112
Tabella 3-59 – Proprietà della soletta, sezione in campata.....	113
Tabella 3-60 – Verifica a flessione soletta con calcolo manuale, sezione in campata ...	114
Tabella 3-61 – Verifica a flessione soletta con $V_{ca}Slu$, sezione in campata	114
Tabella 3-62 – Proprietà della soletta, sezione in appoggio.....	115
Tabella 3-63 – Verifica a flessione soletta con calcolo manuale, sezione in appoggio ..	116
Tabella 3-64 – Verifica a flessione soletta con $V_{ca}Slu$, sezione in appoggio	116

Tabella 3-65 – Definizione dei tagli agenti sugli appoggi della soletta.....	118
Tabella 3-66 – Verifica a taglio della soletta secondo le Linee guida	119
Tabella 3-67 – Verifica a taglio-punzonamento della soletta secondo EN 1992-1-1, 6.4.122	
Tabella 4-1 – Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo	124
Tabella 4-2 – Caratteristiche meccaniche dell'acciaio	124
Tabella 4-3 – Informazioni sull'opera	127
Tabella 4-4 – Informazioni del terreno.....	127
Tabella 4-5 Peso impalcato	129
Tabella 4-6 – Peso pavimentazione stradale	130
Tabella 4-7 – Peso ringrossi d'estremità	130
Tabella 4-8 – Peso costole correnti.....	131
Tabella 4-9 – Peso trasversi.....	131
Tabella 4-10 Proprietà assunte per gli appoggi.....	136
Tabella 4-11 – Definizione Jelastica	139
Tabella 4-12 – Indicazione dei modelli realizzati con le proprietà associate ad essi.....	141
Tabella 4-13 Verifica del coefficiente di variazione sui $p \geq 1$	145
Tabella 4-14 – Variazione primo modo di vibrare in funzione della variazione parametrica	149
Tabella 4-15 Verifica globale in termini di forza con sisma dominante allo SLC.....	153
Tabella 4-16 Proprietà appoggio tipo per valutazione della deformazione al limite di scorrimento allo SLC.....	153
Tabella 4-17 Livello di deformazione al limite di scorrimento allo SLC degli appoggi che non soddisfano la verifica globale in termini di forza	153
Tabella 4-18 Quadro sinottico verifiche in termini di forza allo SLD	157
Tabella 4-19 - Quadro sinottico verifiche in termini di spostamento allo SLD.....	160
Tabella 4-20 – Quadro sinottico verifiche del meccanismo duttile allo SLC.....	167
Tabella 4-21 Quadro sinottico verifiche del meccanismo duttile allo SLD	170
Tabella 4-22 – Quadro sinottico verifiche del meccanismo fragile allo SLC	176

Indice delle Tabelle nelle Appendici

Tabella 1 – Risultati prova pacometrica	186
Tabella 2 – Caratteristiche di resistenza a compressione del calcestruzzo.....	187
Tabella 3 – Caratteristiche di resistenza dell'acciaio	187
Tabella 4 – Parametri di definizione degli spettri	192
Tabella 5 – Dati spettri di risposta elastici in accelerazione	192
Tabella 6 – Dati notevoli diagramma M- χ	195
Tabella 7 – Punti diagramma M- χ	196

Tabella 8 – Rapporto tra domanda e capacità dei fusti.....	197
Tabella 9 – Output analisi modale SAP2000, Modello 1.0	198
Tabella 10 – Output analisi modale SAP2000, Modello 1.1	200
Tabella 11 – Output analisi modale SAP2000, Modello 1.2.....	202
Tabella 12 – Output analisi modale SAP2000, Modello 1.3.....	204
Tabella 13 – Output analisi modale SAP2000, Modello 2.0.....	206
Tabella 14 – Output analisi modale SAP2000, Modello 2.1	208
Tabella 15 – Valori di domanda associati alla combinazione SISMA_X_SLC in termini di forza (V) e spostamento (U) per le due direzioni principali longitudinale e trasversale, per ogni dispositivo d'appoggio e per entrambi i valori modulo elastico tangenziale	210
Tabella 16 – Valori di domanda associati alla combinazione SISMA_Y_SLC in termini di forza (V) e spostamento (U) per le due direzioni principali longitudinale e trasversale, per ogni dispositivo d'appoggio e per entrambi i valori modulo elastico tangenziale	212
Tabella 17 – Valore di capacità in termini di spostamento dei dispositivi d'appoggio	214
Tabella 18 – Valori di capacità in termini di forza dei dispositivi d'appoggio.....	214
Tabella 19 – Verifica in termini di forza in combinazione SISMA_X_SLC.....	217
Tabella 20 – Verifica in termini di forza in combinazione SISMA_Y_SLC.....	219
Tabella 21 – Quadro sinottico dei risultati di verifica in termini di forza per entrambe le combinazioni sismiche allo SLC	221
Tabella 22 – Valori di domanda associati alla combinazione SISMA_X_SLD in termini di forza (V) e spostamento (U) per le due direzioni principali longitudinale e trasversale, per ogni dispositivo d'appoggio e per entrambi i valori modulo elastico tangenziale	223
Tabella 23 – Valori di domanda associati alla combinazione SISMA_Y_SLD in termini di forza (V) e spostamento (U) per le due direzioni principali longitudinale e trasversale, per ogni dispositivo d'appoggio e per entrambi i valori modulo elastico tangenziale	225
Tabella 24 – Verifica in termini di forza in combinazione SISMA_X_SLD.....	227
Tabella 25 – Verifica in termini di forza in combinazione SISMA_Y_SLD.....	229
Tabella 26 – Verifica in termini di spostamento in combinazione SISMA_X_SLD.....	231
Tabella 27 – Verifica in termini di spostamento in combinazione SISMA_Y_SLD.....	233
Tabella 28 – Valori di domanda associati alla combinazione SISMA_X_SLC.....	236
Tabella 29 – Valori di domanda associati alla combinazione SISMA_Y_SLC.....	237
Tabella 30 – Output diagramma momento-curvatura con N_{medio,CV_SISMA}	238
Tabella 31 – Valori di capacità allo SLC riferiti a N_{medio,CV_SISMA}	239
Tabella 32 - Output diagramma momento-curvatura con $N_{SISMA_X_SLC}$, pt. 1	240
Tabella 33 – Output diagramma momento-curvatura con $N_{SISMA_X_SLC}$, pt. 2	241
Tabella 34 – Valori di capacità riferiti a $N_{SISMA_X_SLC}$	242
Tabella 35 – Output diagramma momento-curvatura con $N_{SISMA_Y_SLC}$, pt. 1	243
Tabella 36 – Output diagramma momento-curvatura con $N_{SISMA_Y_SLC}$, pt. 2	244

Tabella 37 – Valori di capacità riferiti a $N_{SISMA_Y_SLC}$	245
Tabella 38 – Valori di domanda associati alla combinazione $SISMA_X_SLD$	246
Tabella 39 – Valori di domanda associati alla combinazione $SISMA_Y_SLD$	247
Tabella 40 – Output diagramma momento-curvatura con N_{medio,CV_SISMA}	248
Tabella 41 – Valori di capacità allo SLD riferiti a N_{medio,CV_SISMA}	249
Tabella 42 - Output diagramma momento-curvatura con $N_{SISMA_X_SLD}$	250
Tabella 43 – Valori di capacità riferiti a $N_{SISMA_X_SLD}$	251
Tabella 44 – Output diagramma momento-curvatura con $N_{SISMA_y_SLD}$	252
Tabella 45 – Valori di capacità riferiti a $N_{SISMA_X_SLD}$	253
Tabella 46 – Valori di domanda associati alla combinazione $SISMA_X_SLC$	254
Tabella 47 – Valori di domanda associati alla combinazione $SISMA_Y_SLC$	255
Tabella 48 – Contributo del calcestruzzo al taglio resistente per le combinazioni $SISMA_X_SLC$ e $SISMA_Y_SLC$	256
Tabella 49 – Contributo delle armature trasversali al taglio resistente per le combinazioni $SISMA_X_SLC$ e $SISMA_Y_SLC$	256
Tabella 50 - Contributo dello sforzo normale al taglio resistente per la combinazione $SISMA_X_SLC$	256
Tabella 51 – Contributo dello sforzo normale al taglio resistente per la combinazione $SISMA_Y_SLC$	257
Tabella 52 – Valori di capacità associati alla combinazione $SISMA_X_SLC$	258
Tabella 53 – Valori di capacità associati alla combinazione $SISMA_Y_SLC$	259