

Struttura Territoriale Emilia Romagna
Viale A. Masini, 8 – 40126 Bologna T [+30] 051 6301111 – F [+39] 051 244970
Pec anas.emiliaromagna@postacert.stradeanas.it – www.stradeanas.it

**S.S. 67 "Tosco–Romagnola"
Adeguamento da Classe al Porto di Ravenna**

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTISTI: <i>Zollet Ingegneria Srl</i>		GRUPPO DI PROGETTAZIONE			
IL GEOLOGO					
COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE					
VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO <i>Ing. Anna Maria Nosari</i>					
PROTOCOLLO	DATA				

**OPERE D'ARTE MAGGIORI
Viadotto Fiumi Uniti
Relazione di calcolo delle strutture e dei materiali**

CODICE PROGETTO PROGETTO BO328		NOME FILE TOOVIO0STRRE01A.doc		REVISIONE	SCALA
		CODICE ELAB. TOOVIO0STRRE01		A	–
A	EMISSIONE	Febbraio 2021	N. Pagani Cesa	M. Zanchettin	L. Zollet
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO



Comune di RAVENNA (RA)

Adeguamento da Classe al Porto di Ravenna
Prestazione di servizi tecnici per la redazione dello studio di fattibilità tecnica ed economica, progetto definitivo ed esecutivo.

PROGETTO DEFINITIVO

Lavori di adeguamento da Classe al Porto di Ravenna

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE E DEI MATERIALI

Viadotto Fiumi Uniti

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
2	UBICAZIONE DELL'INTERVENTO	5
3	RIFERIMENTI NORMATIVI	6
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
5	CARATTERISTICHE DEL TERRENO	8
6	METODO DI CALCOLO	9
7	MODELLO DI CALCOLO	10
8	ANALISI DEI CARICHI	13
8.1	PESO PROPRIO	13
8.2	PRECOMPRESSIONE	13
8.3	SOVRACCARICHI PERMANENTI	14
8.4	RITIRO	14
8.5	CARICHI MOBILI	15
8.6	VARIAZIONE TERMICA UNIFORME	15
8.7	VARIAZIONE TERMICA DIFFERENZIALE	16
8.8	AZIONE SISMICA	16
8.9	CARICO CENTINE E CARRIPONTE	19
8.10	ALTRI CARICHI	19
9	COMBINAZIONI DI CARICO	20
10	VERIFICHE DIMENSIONALI DI IMPALCATO	21
10.1	DIAGRAMMI DI SOLLECITAZIONE	21
10.2	CAMPATA DI ESTREMITÀ MANUFATTO PRINCIPALE – SEZIONE DI MEZZERIA	24
10.3	CAMPATA CENTRALE MANUFATTO PRINCIPALE – SEZIONE DI MEZZERIA	26
10.4	APPOGGIO MANUFATTO PRINCIPALE – SEZIONE SU PILE CENTRALI – ESERCIZIO	28
10.5	APPOGGIO MANUFATTO PRINCIPALE – SEZIONE SU PILE CENTRALI – COSTRUZIONE	30
11	VERIFICHE DIMENSIONALI DELLE PILE	32
12	VERIFICHE DIMENSIONALI DEI PALI	36
12.1	PILE CENTRALI	36
12.2	PILE LATERALI	38
12.3	SPALLE	40
13	SCHEMA DISPOSITIVI DI APPOGGIO	47

1 INTRODUZIONE

Sviluppato in fregio alla Statale n° 67, in attraversamento al corso d'acqua Fiumi Uniti all'interno del territorio del Comune di Ravenna, il viadotto in esame è chiamato ad ospitare due distinte carreggiate in sostituzione dell'esistente manufatto, per una maggiore larghezza complessivamente pari a 12.00 m + 12.00 m ed una lunghezza di circa 185.00 m. La posizione planimetrica in asse risulterà la medesima del ponte esistente e si allargherà parimenti a monte e a valle.

Il tracciato, privo di curvatura planimetrica, presenta altimetricamente una modesta variazione che consente un adeguato attraversamento dei sottostanti rilevati arginali.

Si è previsto di risolvere staticamente il viadotto mediante due impalcati gemelli a sezione scatolare in cemento armato precompresso, organizzati a travata continua leggermente sagomata all'intradosso, da realizzare mediante procedimento a sbalzo, per conci successivi di lunghezza variabile tra 4.00 e 5.00 m, eseguiti in avanzamento simmetrico dalle pile centrali, sino alla reciproca, completa solidarizzazione nella mezzeria di campata. Alla luce centrale di 61.80 m, il ponte affianca due luci laterali da 44.80 m. L'altezza strutturale d'impalcato, pari a 2.50 m nelle porzioni mediane di campata, raggiunge gradualmente i 3.50 m in corrispondenza dei sostegni intermedi.

Due ulteriori campate di approccio laterali, strutturalmente non continue con l'opera principale permettono di raggiungere le nuove spalle, ubicate appena a tergo delle esistenti; inoltre consentono il raccordo planimetrico tra la viabilità a monte e valle e quella al di sopra dell'opera principale che per ragioni costruttive richiede di realizzare i due impalcati paralleli mantenendo una distanza di almeno 1.50 m.

Come detto la larghezza fuori tutto di ciascun impalcato perviene a 12.00 m; alla piattaforma stradale pavimentata da 11.00 m, si affiancano due barriere guardia via. Si è ammesso l'impiego di due attrezzature distinte, ciascuna costituite da una coppia di carri di avanzamento, entrambe operanti congiuntamente dapprima sull'impalcato di valle, sino al suo completamento e poi sull'impalcato di monte. Le operazioni di realizzazione saranno fatte precedere da interventi di demolizione per parti dell'impalcato esistente, sempre con l'obiettivo di mantenere in funzione la viabilità esistente almeno con un senso unico alternato.

Le pile in cemento armato, sono costituite da coppie di sottili lame che, pur rendendosi monolitiche con il soprastante impalcato, cui offrono appoggio e vincolo flesso-torsionale, consentono, in virtù dell'elevata deformabilità longitudinale, lo sfogo delle quote residue di viscosità e ritiro dell'impalcato medesimo, nonché della pulsazione termica del viadotto.

Ciascuna lama che ha spessore di 65 cm, misura trasversalmente 5.00 m, allargandosi tuttavia in sommità così da accogliere la larghezza d'impalcato. Il manufatto principale confluisce alle estremità sulle spalle, laddove si ubicano i giunti di dilatazione, gravando su una coppia di appoggi in acciaio-teflon scorrevoli longitudinalmente e l'impalcato prosegue con una geometria più sottile sulle due campate di approccio di luce minore.

Dal punto di vista fondazionale si è prevista la continuità strutturale dei plinti delle pile affiancate, al fine di attivare risorse congiunte a bilanciamento delle sollecitazioni trasversali d'impalcato.

I pali di diametro pari a 1.00 m, risultano approfonditi per 25.00 m dalla quota di imposta dei plinti di fondazione. Ad ultimazione avvenuta delle tratte d'impalcato poste simmetricamente a sbalzo dalle pile, per la cui realizzazione, come già detto, è previsto l'impiego di due coppie di carri (di peso unitario, comprese le casseforme, assunto pari a 65 t), si è preventivata dapprima la chiusura in chiave della campata centrale, mediante appendimento a cavaliere tra gli sbalzi affacciati; indi il completamento delle campate laterali mediante appendimento al tratto d'impalcato già realizzato e poggiante direttamente sulla spalla adiacente.

2 UBICAZIONE DELL'INTERVENTO

L'intervento, nel suo complesso costituito da un manufatto principale a tre campate e ulteriori due campate di appoggio minori di scavalcamento alle esistenti spalle in calcestruzzo, è ubicato in Comune di Ravenna in corrispondenza dell'attraversamento della viabilità SS67 al corso d'acqua Fiumi Uniti. Planimetricamente sovrapposto in asse all'esistente manufatto, ad opera conclusa presenterà un ingombro planimetrico maggiore. Si riporta nel seguito l'ubicazione planimetrica dell'intervento in esame.



Figura 1 – Inquadramento dell'intervento in esame

3 RIFERIMENTI NORMATIVI

Si riporta nel seguito l'elenco dei riferimenti normativi adottati per la progettazione strutturale:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- D.M. 17.01.2018 – Aggiornamento delle <<Norme tecniche per le costruzioni>>
- Circolare 21 gennaio 2019, n° 7 - Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle <<Norme tecniche per le costruzioni>> di cui al DM 17.01.2018

Per quanto non diversamente specificato dai sopra citati riferimenti, verranno considerate le indicazioni fornite dai seguenti documenti:

- Eurocodici strutturali elaborati dal CEN nella loro forma internazionale EN e relativi DAN
- Norme UNI EN armonizzate
- Norme per prove, materiali e prodotti pubblicate da UNI
- Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
- Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.)

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali con le relative caratteristiche previste per la realizzazione delle opere in progetto sono indicati nel seguito:

Calcestruzzi impalcato e pile

Classe di esposizione XF2

Classe di resistenza C35/45

Massimo rapporto a/c 0.50

Minimo contenuto di cemento 340 kg/m³

Calcestruzzi spalle, plinti e pali

Classe di esposizione XC2

Classe di resistenza C28/35

Massimo rapporto a/c 0.60

Minimo contenuto di cemento 300 kg/m³

Acciaio d'armatura lenta

B450C

Acciaio d'armatura da precompressione

$f_{ptk} = 18000 \text{ Kg/cm}^2$ tensione caratteristica di rottura

$f_{p(1)k} = 16000 \text{ Kg/cm}^2$ tensione caratteristica all'1% di deformazione sotto carico

La precompressione verrà indotta mediante cavi da 12 trefoli diametri 0.6" ($A_{nom} = 140 \text{ mm}^2$)

5 CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Al momento dello sviluppo della seguente fase progettuale non risultano disponibili indagini geologiche contenenti i parametri caratteristiche più significativi per le stratigrafie presenti nell'area. La documentazione disponibile per l'area in esame risulta quella condotta in occasione della realizzazione del ponte esistente e contiene qualche indicazione generale sulle tipologie di terreno, alcuni diagrammi di prove penetrometriche e due colonne stratigrafiche appartenenti all'area, ma non sempre specifiche del sedime del ponte.

Ciò permette tuttavia di inquadrare dal punto di vista geologico l'area almeno nelle sue caratteristiche generali: si tratta in linea generale di sabbie di scarse caratteristiche alle quote più superficiali e medie alle profondità maggiori.

Mancando una parametrizzazione geologica al momento non risulta possibile definire con precisione la portanza dei pali adottati. Tale aspetto pertanto verrà proposto in dettaglio in seguito agli approfondimenti geologici necessari.

6 METODO DI CALCOLO

Nella stesura dei calcoli ci si è attenuti alle norme vigenti per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso; il metodo di verifica adottato è quello agli stati limite.

In questa fase di progettazione definitiva, la presente relazione di calcolo illustra il progetto nei suoi principi generali; essa comprende solo degli spunti dei calcoli strutturali atti al dimensionamento di carpenterie ed armature.

Il calcolo delle sollecitazioni è stato condotto mediante il metodo classico della scienza delle costruzioni considerando il comportamento elastico del calcestruzzo e del terreno, avvalendosi di codici di calcolo di sicura e comprovata validità, impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- storia consolidata del codice di calcolo;
- utilizzo delle versioni più aggiornate;
- pratica d'uso frequente in ufficio.

Il software impiegato per il calcolo strutturale è il SAP2000 Plus 64-bit Version 22.1.0 Build 1639, di Computers and Structures, Inc (website: www.csiamerica.com), regolarmente licenziato. Per le verifiche di sezione è stato impiegato un software sviluppato internamente o in alternativa il VcaSlu redatto dal Prof. Piero Gelfi.

7 MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo agli elementi finiti è stato discretizzato con elementi Frame per l'impalcato, alcune porzioni delle pile e i pali, con elemento Shell per le rimanenti porzioni di modello (sostanzialmente fusti di pile e plinti di fondazione). Analogamente in questa fase di progettazione anche il terreno è stato modellato con un comportamento lineare attribuendogli una capacità resistente orizzontale $K_h = 500 \text{ t/m}^3$ costante con la profondità.

L'impalcato è stato imputato con elementi a sezione e caratteristiche variabili lungo lo sviluppo, in analogia con la reale geometria prevista. Alle estremità, in corrispondenza delle pile laterali, sono stati previste delle Releases che consentono la libera rotazione e traslazione longitudinale dell'impalcato.

I pali, al momento previsti della lunghezza di 25.00 m, sono stati vincolati alla base mediante Restraints che ne impediscono la traslazione verticale.

Si riporta nel seguito il modello di calcolo adottato per la determinazione delle componenti d'azione interna.

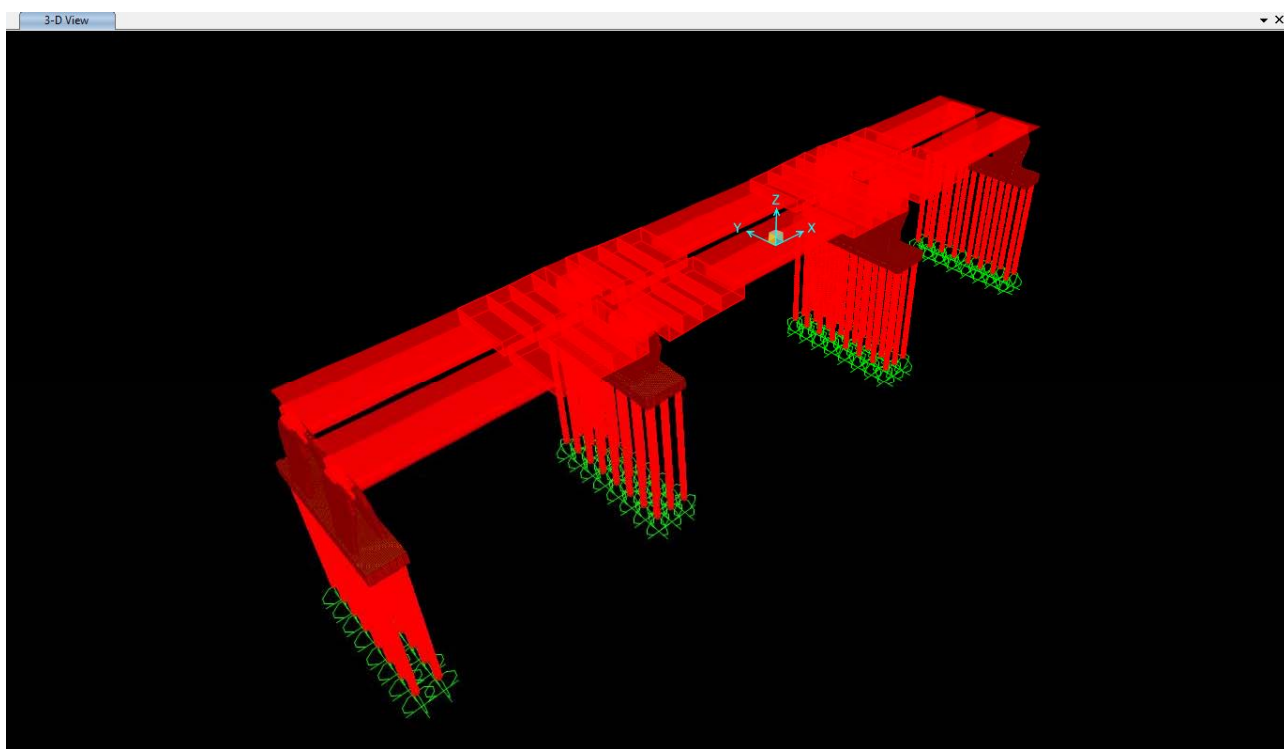


Figura 2 – Vista complessiva del modello di calcolo

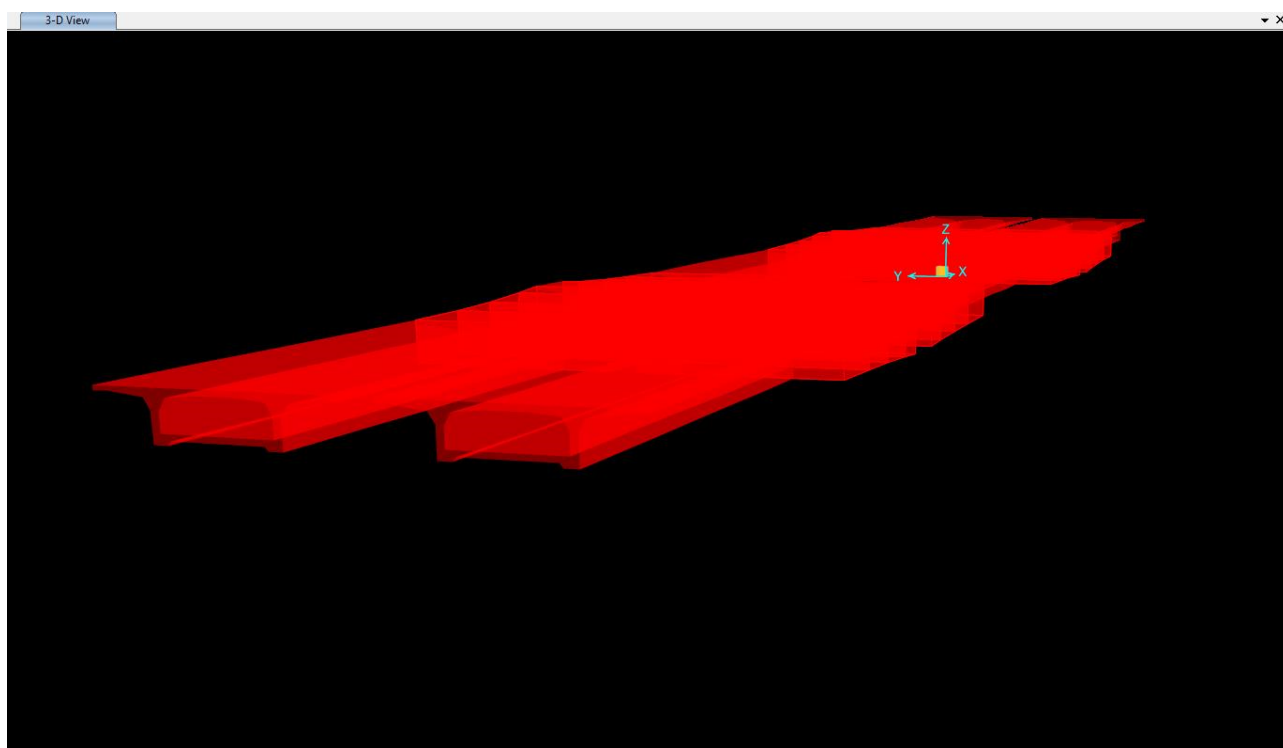


Figura 3 – Vista frontale del solo impalcato

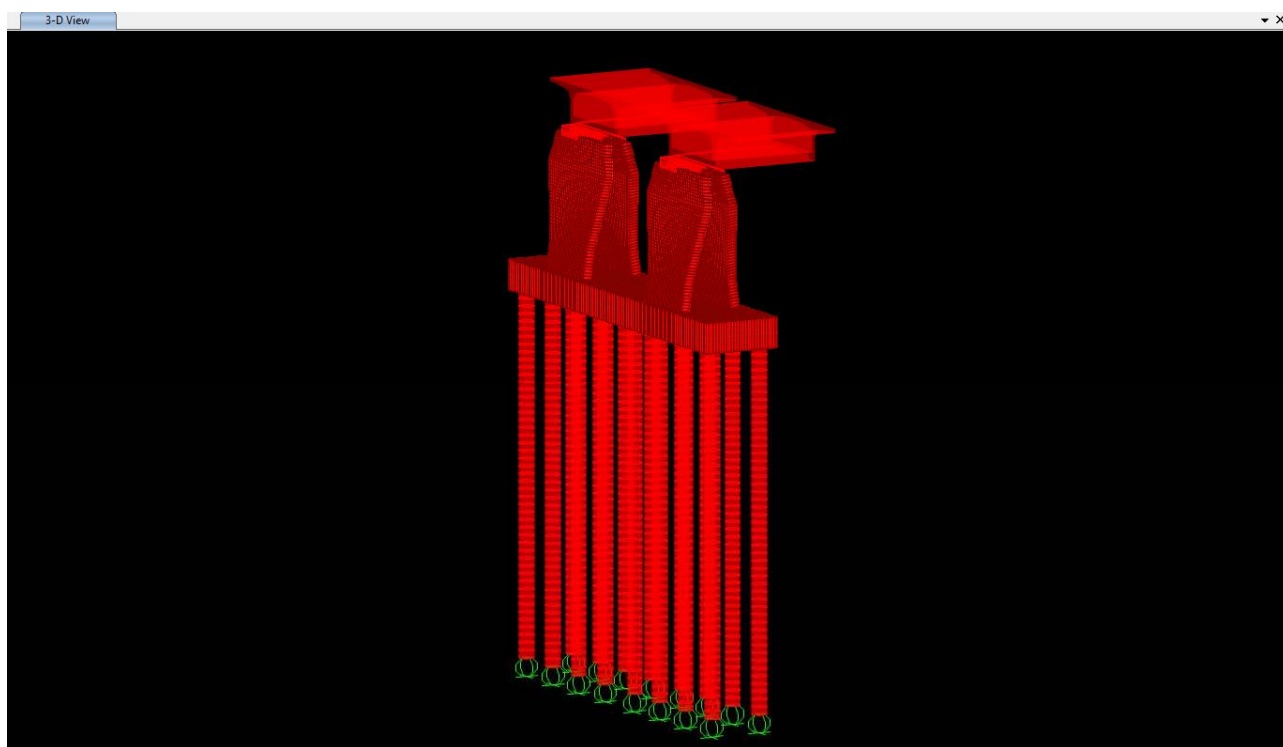


Figura 4 – Vista pila laterale con tratto terminale impalcato principale

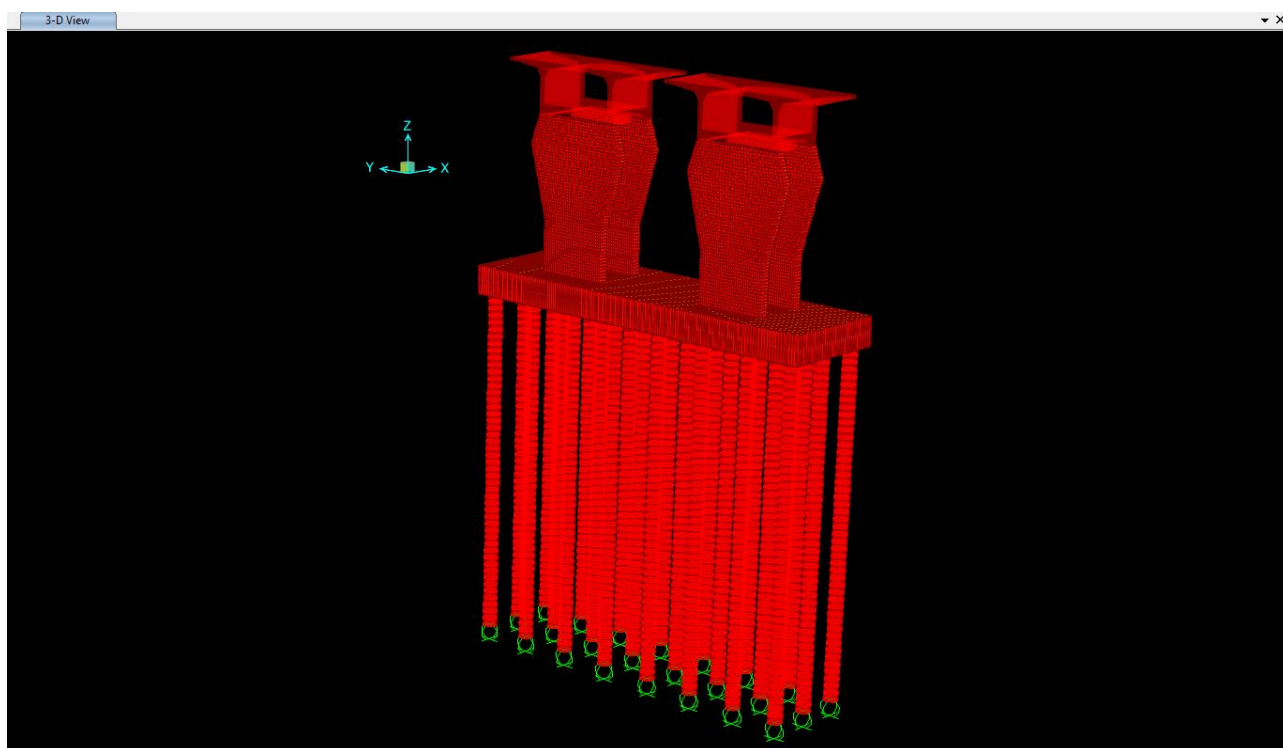


Figura 5 – Vista pila centrale con tratto soprastante impalcato

8 ANALISI DEI CARICHI

8.1 PESO PROPRIO

Il contributo del peso proprio è stato valutato con riferimento alle dimensioni nominali dei manufatti in studio e ad un peso unitario del calcestruzzo pari a 2.50 t/m^3 . Nel software il peso proprio strutturale viene calcolato in automatico sulla base delle geometrie definite per il modello.

Con riferimento all'impalcato le due sezioni di altezza massima e minima presentano le seguenti caratteristiche geometriche:

$$H = 2.50 \text{ m}$$

$$A = 8.0725 \text{ m}^2$$

$$Y_{g,\text{sup}} = 0.9154 \text{ m}$$

$$Y_{g,\text{inf}} = 1.5846 \text{ m}$$

$$J_{xx} = 6.3500 \text{ m}^4$$

$$J_{yy} = 70.3169 \text{ m}^4$$

$$H = 3.50 \text{ m}$$

$$A = 10.2600 \text{ m}^2$$

$$Y_{g,\text{sup}} = 1.5209 \text{ m}$$

$$Y_{g,\text{inf}} = 1.9791 \text{ m}$$

$$J_{xx} = 17.8759 \text{ m}^4$$

$$J_{yy} = 80.9696 \text{ m}^4$$

8.2 PRECOMPRESSIONE

Il conferimento della precompressione è attuato mediante cavi post-tesi da 12 trefoli diametro $0.6''$ ($A_{\text{nom}} = 140 \text{ mm}^2$). Le verifiche condotte per le sezioni maggiormente impegnate dal punto di vista statico, con il solo obiettivo di verificare la fattibilità dell'opera con gli spessori di progetto, prevedono:

n° 20 cavi inferiori per le campate laterali

n° 24 cavi inferiori per la campata centrale

n° 36 cavi superiori per gli appoggi delle pile centrali

Nella determinazione dei coefficienti di sicurezza a rottura, verrà considerato il contributo del momento iperstatico dovuto a precompressione, assumendo per esso un valore pari a $+1650 \text{ tm}$ per l'intero sviluppo della campata centrale e variabile linearmente a zero procedendo verso gli appoggi delle pile laterali. Tale valore è stato desunto per analogia con progetti similari.

8.3 SOVRACCARICHI PERMANENTI

I sovraccarichi permanenti sono determinati analiticamente con riferimento ai disegni di carpenteria, ed esplicitabili nei seguenti contributi:

Guard-rail:	2*0.100 t/ml
Tubazioni:	0.200 t/ml
Pavimentazione:	4.00 t/ml
Tot:	4.40 t/ml

Al di sopra dei plinti di fondazione delle pile centrali, è stata ipotizzata la presenza di 2.00 m di ricoprimento di terreno che con riferimento ad un peso di unità di volume pari a 1.70 t/m³, comporta una pressione distribuita sull'intera superficie dei plinti pari a 3.40 t/m².

8.4 RITIRO

Il ritiro è stato valutato con riferimento ad un valore di medio di sezione fittizia per l'impalcato pari a:

$$h_0 = 2 * A_c / u = 415 \text{ mm}$$

e conseguente valore di $K_h = 0.725$.

Il ritiro per essiccamento a tempo infinito è stato stimato pari allo 0.24‰. Considerando che la chiusura della campata centrale possa avvenire mediamente 90 gg dopo il getto, si stima che prima della chiusura della medesima possa essersi sviluppato circa il 20% del ritiro totale. Pertanto sulla struttura solidarizzata si svilupperà una contrazione longitudinale residua pari a

$$\Delta \varepsilon = 0.80 * 0.24 \text{‰} = 0.19 \text{‰}$$

Considerando gli effetti viscosi che accompagnano l'evolversi del ritiro, le sollecitazioni nella struttura in situazione elastica verranno determinate con riferimento ad una variazione termica uniforme di valore pari a:

$$\Delta t = 0.19 \text{‰} / [(1E-5) * 2.70] = -7^\circ \text{ C}$$

dove nella fattispecie 2.70 rappresenta il coefficiente di viscosità.

8.5 CARICHI MOBILI

Con riferimento alla larghezza carrabile di ciascun impalcato pari a 11.00 m, sono state previste 4 colonne di carico aventi le seguenti caratteristiche:

	Larghezza [m]	Carico tandem [t]	Carico lineare [t/ml]	Eccentricità [m]
1° corsia	3.00	2*30	2.70	+4.00
2° corsia	3.00	2*20	0.75	+1.00
3° corsia	3.00	2*10	0.75	-2.00
4° corsia	2.00	/	0.50	-4.50

Conservativamente in questa fase di dimensionamento, la disposizione di carichi sopra menzionata è stata considerata per ambedue gli impalcato contemporaneamente, anche nella determinazione dei carichi gravanti sulle fondazioni in comune alle pile affiancate (plinti e pali).

8.6 VARIAZIONE TERMICA UNIFORME

La struttura continua d'impalcato, monolitica con la porzione superiore a doppia lama delle pile, esplica il proprio respiro termico imponendo alle medesime, dotate di elevata flessibilità, una traslazione congruente con la loro distanza dal baricentro termico d'impalcato, praticamente ubicato in corrispondenza della mezzeria della campata centrale. Sulle spalle l'impalcato si colloca invece in semplice appoggio, tramite coppia di appoggi in acciaio-teflon mobili unidirezionali, per i quali la variazione termica uniforme si risolve unicamente in una azione d'attrito.

L'entità della variazione termica uniforme è posta pari a $\pm 15^{\circ}\text{C}$ e l'indagine delle situazioni sollecitanti è condotta in fase puramente elastica.

8.7 VARIAZIONE TERMICA DIFFERENZIALE

Legato primariamente agli effetti dell'irraggiamento diurno sulla piattaforma d'impalcato, il gradiente termico viene inquadrato come evento giornaliero in fase totalmente elastica, sulla base di un "salto" termico

$$\Delta T = +10^{\circ} \text{C}$$

con andamento lineare nello spessore strutturale costante della sezione a cassone in c.a.p. d'impalcato ($H = 2.50 + 3.50 \text{ m}$).

In tale ipotesi il differenziale termico è fondamentalmente inteso correlato ad una più elevata temperatura estradosale; tuttavia in termini certamente conservativi, considerata la minore inerzia termica degli sbalzi a fronte dei raffreddamenti notturni, si è ammessa congiuntamente l'eventualità di estradosso più freddo, limitatamente peraltro ad un differenziale termico dimezzato:

$$\Delta T = -5^{\circ} \text{C}$$

Tali gradienti termici verranno riportati nel modello di calcolo in ragione delle altezze di sezione sulle quali sono applicati. A titolo esemplificativo con riferimento alla sola condizione di carico $\Delta T = +10^{\circ} \text{C}$, questa è traducibile ad un gradiente termico pari a:

$$\nabla T = \frac{10}{3.50} = 2.86^{\circ} \text{C/ml} \quad \text{per la sezione con altezza di } 3.50 \text{ m}$$

$$\nabla T = \frac{10}{2.50} = 4.00^{\circ} \text{C/ml} \quad \text{per la sezione con altezza di } 2.50 \text{ m}$$

8.8 AZIONE SISMICA

Per la determinazione dei parametri sismici dell'area sono stati impiegati i seguenti dati progettuali:

Ubicazione: Comune di Ravenna

Lat: 44.399217

Long: 12.243658

Vita nominale dell'opera: $VN = 100$ anni

Classe d'uso dell'opera: IV

Coefficiente d'uso dell'opera: $C_u = 2.00$

Categoria del sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Alla luce delle assunzioni progettuali sopra riportate i parametri sismici caratterizzanti lo spettro di risposta elastico allo SLV risultano i seguenti:

$$a_g = 0.271 \text{ g}$$

$$F_o = 2.448$$

$$T_C^* = 0.294 \text{ s}$$

$$S_S = 1.301$$

$$C_C = 1.572$$

$$S_T = 1.000$$

$$S = 1.301$$

$$T_B = 0.154 \text{ s}$$

$$T_C = 0.462 \text{ s}$$

$$T_D = 2.687 \text{ s}$$

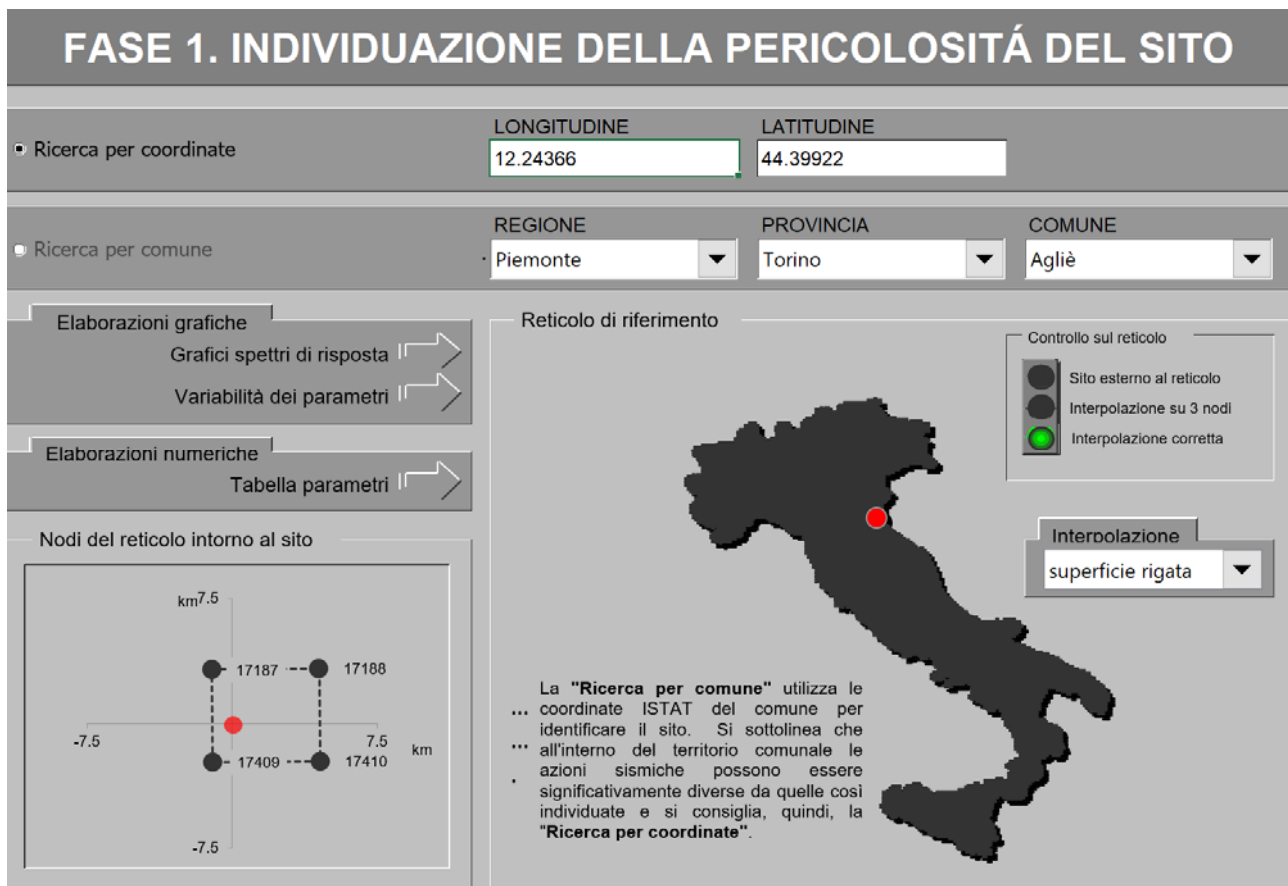


Figura 6 – Parametrizzazione sismica del luogo - Ubicazione dell'opera all'interno del reticolo sismico elaborato dall'INGV

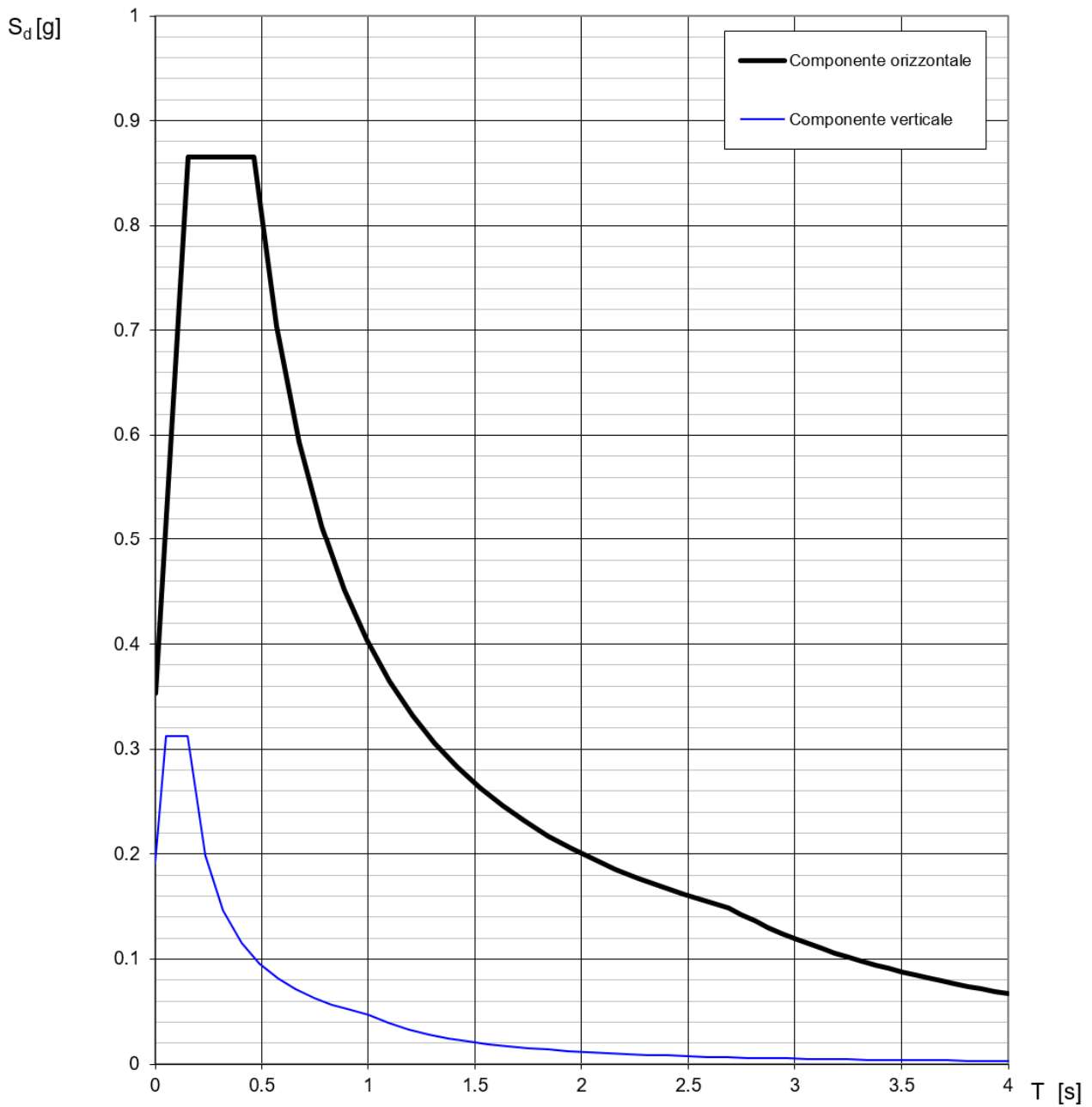


Figura 7 – Parametrizzazione sismica del luogo - Spettro di risposta elastico orizzontale e verticale allo SLV

Il calcolo delle componenti d'azione interna è stato condotto mediante un'analisi lineare statica (analisi modale), sovrapprendendo i primi 12 modi di vibrare della struttura.

Il coefficiente di struttura assunto è pari a 1.00 (comportamento della struttura non dissipativo).

8.9 CARICO CENTINE E CARRIPONTE

Durante le fasi di getto di conci successivi in avanzamento sarà necessario disporre prossimo all'estremità dello sbalzo di un carro ponte del peso approssimativo pari a 65 t, comprensivo delle casseforme di contenimento del getto. Tuttavia ai fini del dimensionamento in corso non verranno analizzate le fasi di costruzione e pertanto tale carico non verrà preso in considerazione.

In fase di chiusura della campata laterale, come detto successiva alla chiusura di quella centrale, verrà disposta una centinatura di sostegno dell'ultimo tratto di impalcato pari a 17.30 m. Tale centinatura verrà appesa all'estremo libero di impalcato e dall'altro estremo direttamente in sommità alla pila laterale. Il peso di tale centinatura è stimato, casseri compresi, pari a 3.50 t/ml. Il contributo di tale carico verrà preso in considerazione nella verifica dello sbalzo di impalcato, al fine di accertarsi della fattibilità dell'intervento.

8.10 ALTRI CARICHI

In questa fase di dimensionamento alcune componenti quali frenamento, forza centrifuga, vento, etc., non sono state considerate in quanto determinano sulla struttura incrementi di azione trascurabili rispetto alle altre azioni precedentemente analizzate. Resta inteso che in fase di progettazione esecutiva andranno considerati anche i contributi relativi a queste condizioni elementari di carico.

9 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico sono quelle previste da normativa in funzione delle verifiche allo SLU e allo SLE da sviluppare. Nello specifico in condizioni statiche sia per le verifiche allo SLU che per quelle allo SLE verranno impiegate le combinazioni citate al par. 5 del DM 17.01.2018. Analogamente per quelle sismiche si farà riferimento al par 2.5.3. del DM 17.01.2018.

10 VERIFICHE DIMENSIONALI DI IMPALCATO

10.1 DIAGRAMMI DI SOLLECITAZIONE

Si riportano nel seguito i diagrammi delle sollecitazioni flessionali per le combinazioni di carico dimensionanti per l'impalcato.

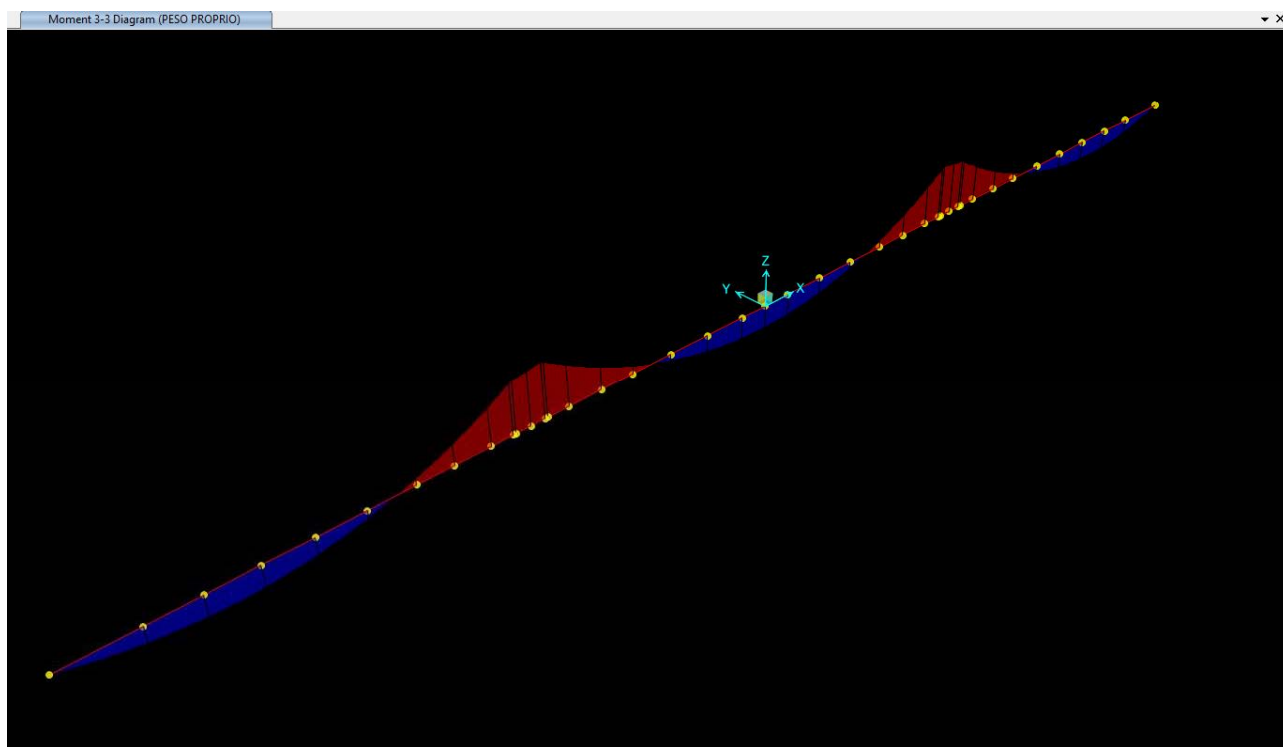


Figura 8 – Impalcato – Diagramma momento flettente del peso proprio

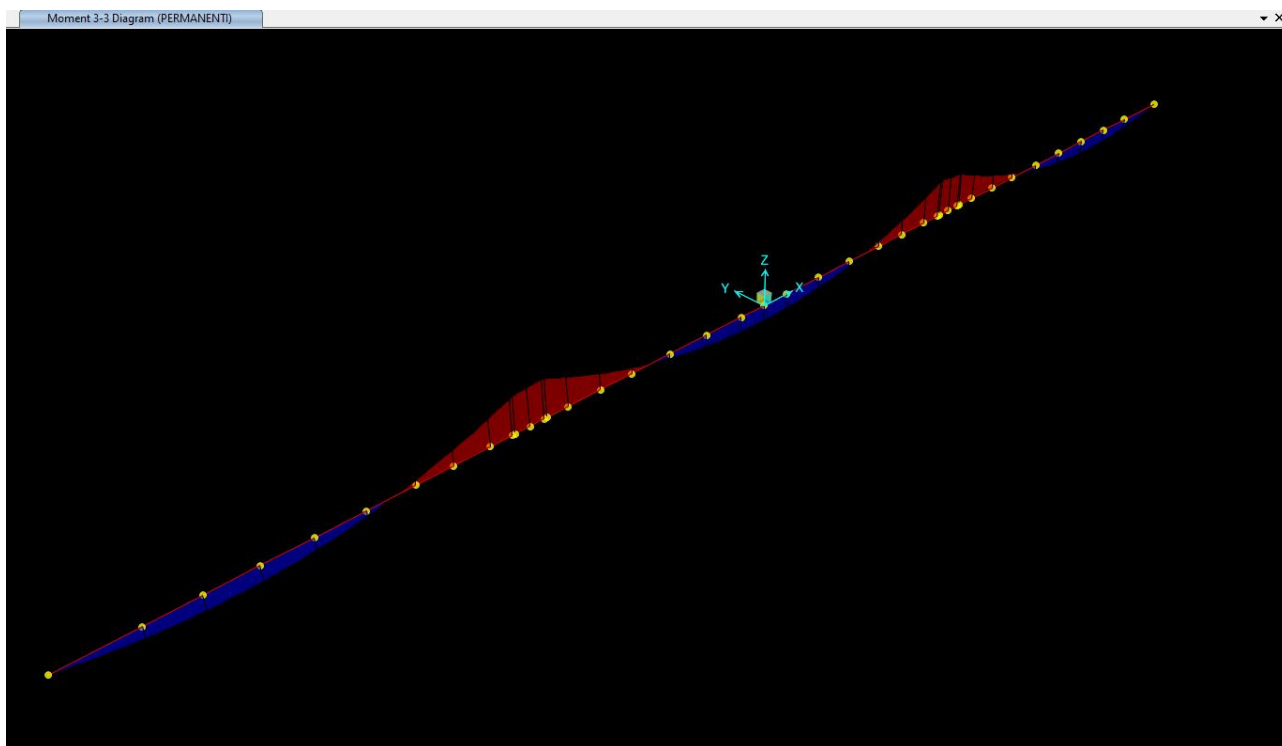


Figura 9 – Impalcato – Diagramma momento flettente del sovraccarico permanente

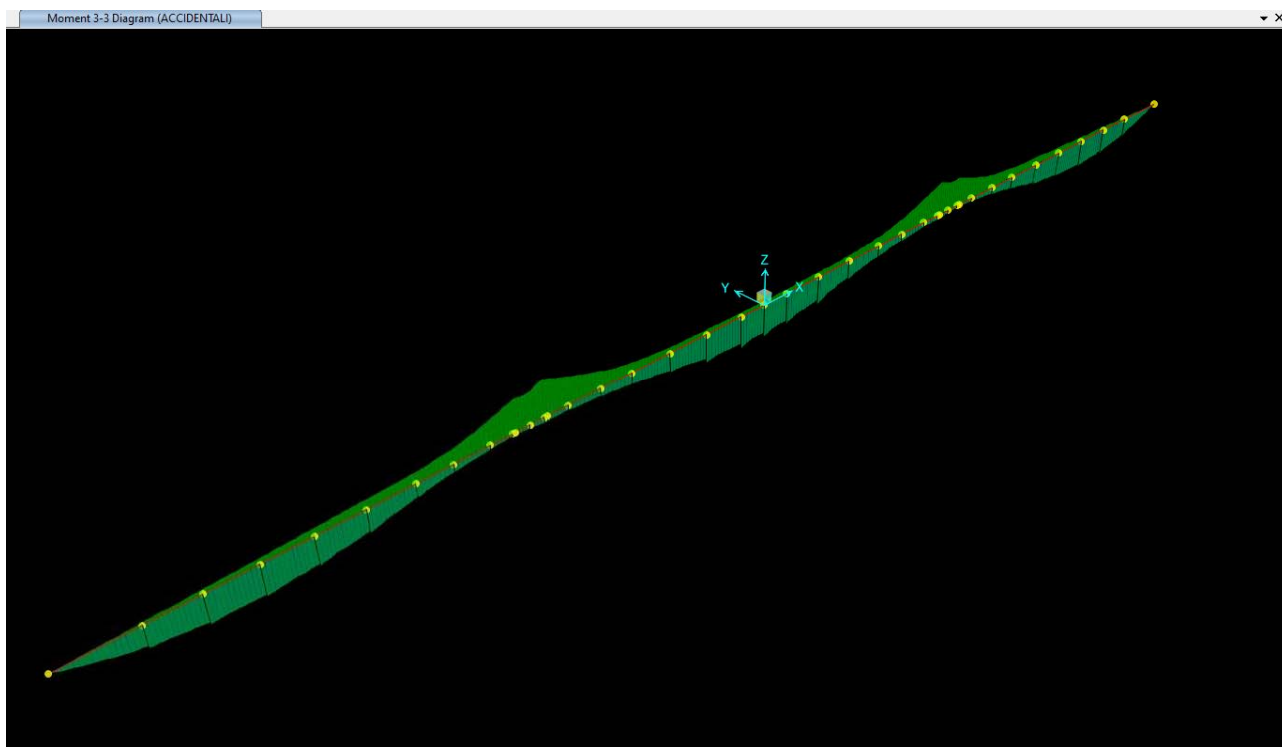


Figura 10 – Impalcato – Diagramma momento flettente dei carichi mobili

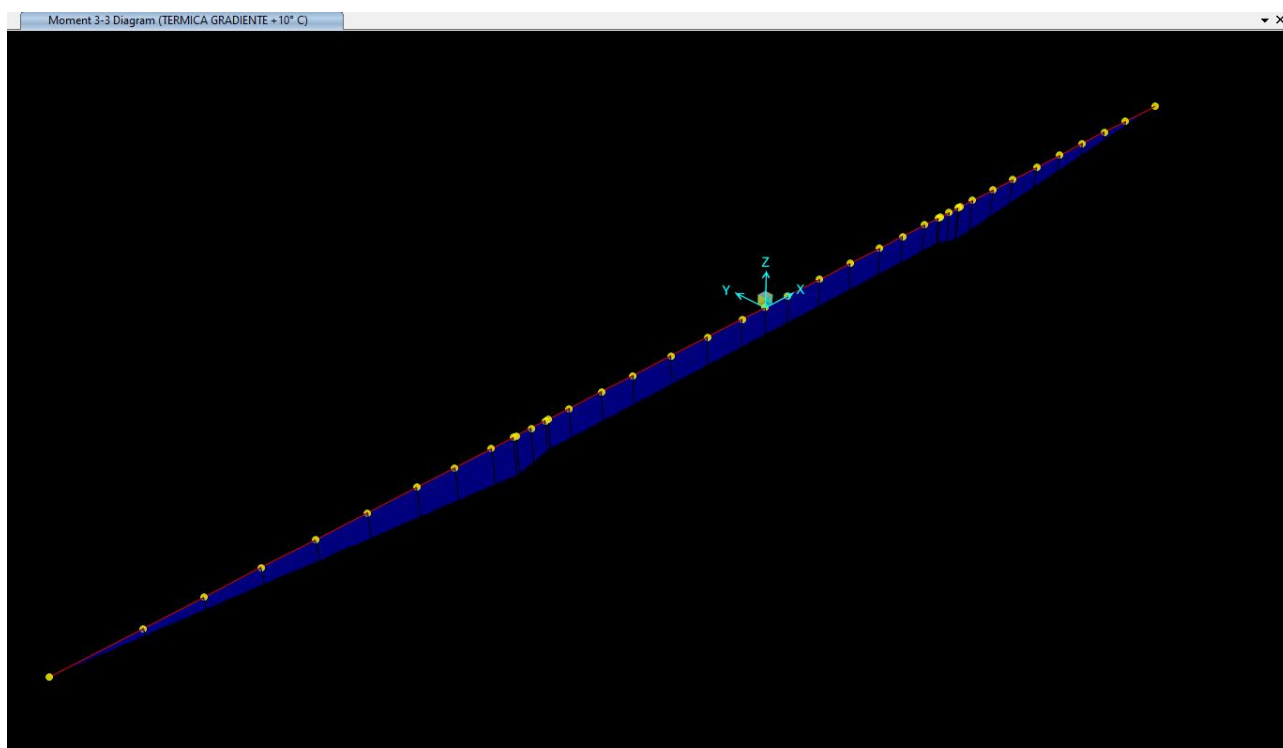


Figura 11 – Impalcato – Diagramma momento flettente del gradiente termico (+10° C)

10.2 CAMPATA DI ESTREMITÀ MANUFATTO PRINCIPALE – SEZIONE DI MEZZERIA

Le sollecitazioni riscontrate in corrispondenza della sezione di momento massimo delle campate di estremità sono:

$$M_{pp} = +2330 \text{ tm}$$

$$M_{perm} = +552 \text{ tm}$$

$$M_{acc} = +2930 \text{ tm}$$

$$M_{term} = +593 \text{ tm}$$

che fattorizzati danno un momento massimo pari a:

$$M_{max} = 8414 \text{ tm}$$

Il momento iperstatico nella campata laterale varia linearmente dall'appoggio verso la pila centrale in corrispondenza della quale è stato assunto un valore massimo pari a 1650 tm. La sezione in indagine dista all'incirca 17.30 m dall'appoggio e pertanto ad essa compete un momento iperstatico pari a:

$$M_{iper} = 1650/44.80 * 17.30 = 637 \text{ tm}$$

La sezione di mezzeria delle campate laterali risultano armate con 20 cavi. Il momento ultimo risulta:

$$M_r = 9694 \text{ tm}$$

da cui consegue un fattore di sicurezza

$$SF = 9637/(8414 + 637) = 1.06$$

Si riporta nel seguito la verifica a rottura della sezione in esame.

Verifica C.A. S.L.U. - File: H250

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	282.5	0	1	16.8	315	35
2	352.5	0	2	16.8	345	35
3	372.5	20	3	16.8	375	35
4	827.5	20	4	16.8	405	35
5	847.5	0	5	16.8	435	35
6	917.5	0	6	16.8	465	35

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezione C.A.
File

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello
 Precompresso

Materiali
Trefolo C35/45
ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm}
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
τ_{c1}

Figura 12 – Impalcato – Calcolo del momento ultimo per la sezione di momento massimo delle campate laterali

10.3 CAMPATA CENTRALE MANUFATTO PRINCIPALE – SEZIONE DI MEZZERIA

Le sollecitazioni riscontrate in corrispondenza della sezione di momento massimo della campata centrale sono:

$$M_{pp} = +2507 \text{ tm}$$

$$M_{perm} = +593 \text{ tm}$$

$$M_{acc} = +2977 \text{ tm}$$

$$M_{term} = +1081 \text{ tm}$$

che fattorizzati danno un momento massimo pari a:

$$M_{max} = 9266 \text{ tm}$$

Il momento iperstatico nella campata centrale risulta sostanzialmente costante e pari a:

$$M_{iper} = 1650 \text{ tm}$$

La sezione di mezzeria della campata centrale risulta armata con 24 cavi. Il momento ultimo risulta:

$$M_r = 11707 \text{ tm}$$

da cui consegue un fattore di sicurezza

$$SF = 11707 / (9266 + 1650) = 1.07$$

Si riporta nel seguito la verifica a rottura della sezione in esame.

Verifica C.A. S.L.U. - File: H250 PLUS

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	282.5	0	1	16.8	315	35
2	352.5	0	2	16.8	345	35
3	372.5	20	3	16.8	375	35
4	827.5	20	4	16.8	405	35
5	847.5	0	5	16.8	435	35
6	917.5	0	6	16.8	465	35

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
Trefolo C35/45
ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezione C.A.
File

Tipo flessione
 Retta Deviata
N° rett.
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello
 Precompresso

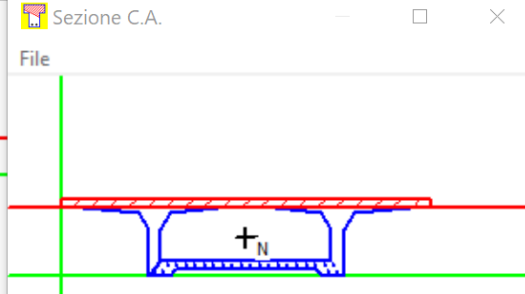


Figura 13 – Impalcato – Calcolo del momento ultimo per la sezione di momento massimo della campata centrale

10.4 APPOGGIO MANUFATTO PRINCIPALE – SEZIONE SU PILE CENTRALI – ESERCIZIO

Le sollecitazioni riscontrate in corrispondenza della sezione di momento massimo dell'appoggio delle pile centrali sono:

$$M_{pp} = -6069 \text{ tm}$$

$$M_{perm} = -1418 \text{ tm}$$

$$M_{acc} = -4639 \text{ tm}$$

$$M_{term} = -1068 \text{ tm}$$

che fattorizzati danno un momento massimo pari a:

$$M_{max} = -17063 \text{ tm}$$

Il momento iperstatico nella sezione di momento massimo dell'appoggio delle pile centrali risulta pari a:

$$M_{iper} = +1650 \text{ tm}$$

La sezione di momento massimo in corrispondenza dell'appoggio delle pile centrali risulta armata con 36 cavi. Il momento ultimo risulta:

$$M_r = -21893 \text{ tm}$$

da cui consegue un fattore di sicurezza

$$SF = 21893 / (17063 - 1650) = 1.42$$

Si riporta nel seguito la verifica a rottura della sezione in esame.

Verifica C.A. S.L.U. - File: H350

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	282.5	0	1	16.8	585	335
2	352.5	0	2	16.8	555	335
3	372.5	20	3	16.8	525	335
4	827.5	20	4	16.8	495	335
5	847.5	0	5	16.8	465	335
6	917.5	0	6	16.8	435	335

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio elastico

Materiali

Trefolo C35/45

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezione C.A.

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L_0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 14 – Impalcato – Calcolo del momento ultimo per la sezione di momento massimo di appoggio

10.5 APPOGGIO MANUFATTO PRINCIPALE – SEZIONE SU PILE CENTRALI – COSTRUZIONE

Un'ultima verifica viene condotta per l'impalcato in fase di costruzione. Più precisamente verrà valutato se il numero di cavi di precompressione previsti risulti sufficiente anche in fase di costruzione. Si riporta il diagramma delle sollecitazioni flettenti in corrispondenza della stampella di calcestruzzo prima della completa solidarizzazione di estremità.

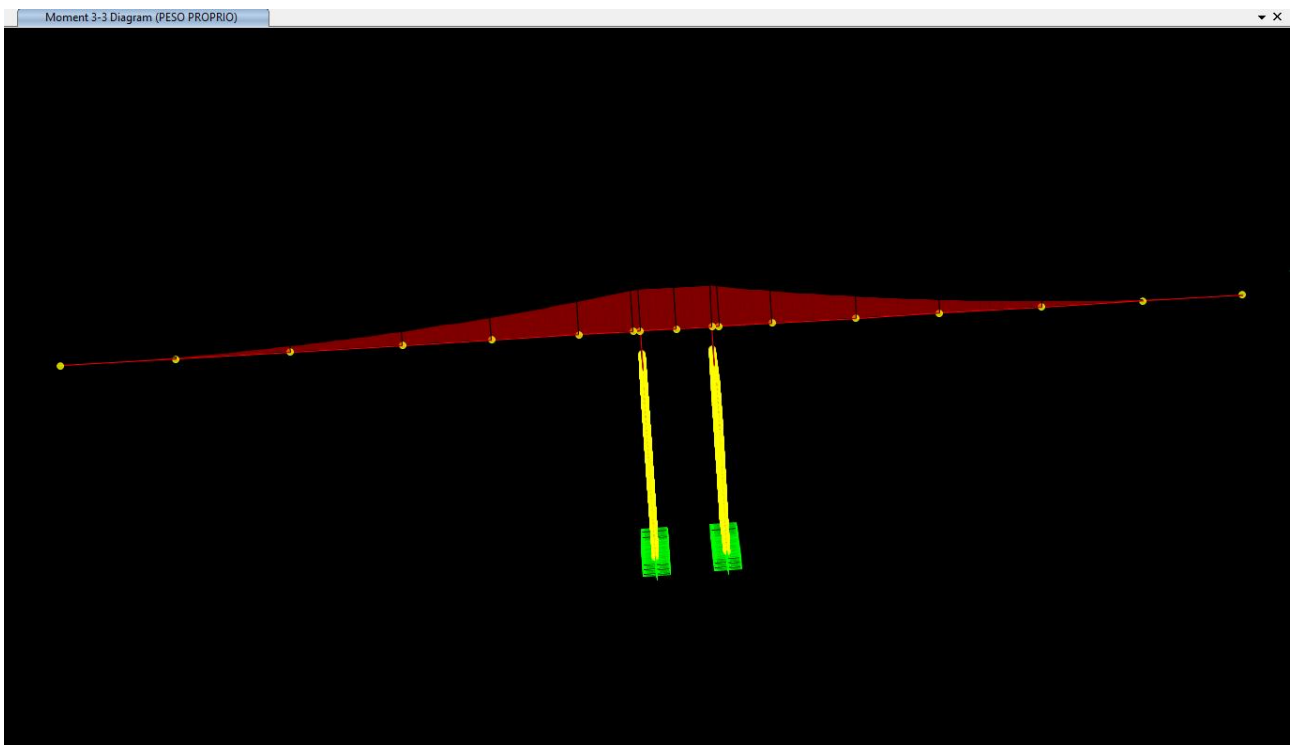


Figura 15 – Impalcato – Diagramma momento flettente del peso proprio in fase di costruzione

Il valore di momento riscontrato risulta pari a

$$M_{pp} = 6680 \text{ tm}$$

Tale sollecitazione verrà incrementata dell'azione trasmessa all'estremità dello sbalzo dalle centine appese. Nel dettaglio si ha:

peso getto in cls: $8.0725 * 2.50 = 20.18 \text{ t/ml}$

peso centine e casseri: 3.50 t/ml

Totale: 24.00 t/ml

La porzione di impalcato sospesa risulta pari a 17.30 m e pertanto il carico trasferito:

$$R = 24.00 * 17.30 / 2 = 207.60$$

a cui corrisponde un momento:

$$M = 207.60 * 23.00 = 4775 \text{ tm}$$

Il momento totale fattorizzato risulta in definitiva:

$$M_{max} = 15464 \text{ tm}$$

inferiore al momento ultimo precedentemente citato (21893 tm).

Relativamente a quest'ultima verifica, visto l'incremento di momento dato dal carico di appendimento e vista anche la posizione degli estremi liberi delle campate di estremità, prossimi alle pile esistenti e comunque esterni agli argini, in fase di progettazione esecutiva si valuterà l'opportunità di realizzare degli appoggi provvisori (eventualmente utilizzando parzialmente le pile esistenti) a sostegno di questa quota parte di impalcato pari a circa 17.30 m in fase di getto in modo da evitare eccessivi effetti flettenti in fase di costruzione in corrispondenza delle nuove pile centrali.

11 VERIFICHE DIMENSIONALI DELLE PILE

Si riportano nel seguito i valori delle componenti d'azione interna di sforzo assiale e momento flettente per le condizioni elementari di carico analizzate per la sezione di base della pila centrale con altezza maggiore.

	Sforzo assiale [t]	Momento flettente trasversale[tm]	Momento flettente longitudinale [tm]
Peso proprio	+904.77	-15.15	-22.35
Permanenti	+175.80	-3.81	-5.23
Ritiro	+3.74	-0.36	+24.62
Accidentale	+936.01	+667.40	+57.79
Termica uniforme	-8.02	+0.77	-52.75
Termica differenziale	+75.26	-1.22	-12.66
Sisma X	+16.73	+0.95	+134.02
Sisma Y	+5.92	+719.24	+1.32

La sezione della pila in corrispondenza della sezione di base risulta pari a 5.00x0.65 m. L'armatura prevista è costituita da barre verticali $\phi 20$ poste ad un interasse di circa 20 cm.

Combinazione statica

$$\Sigma N = +2748.75 \text{ t}$$

$$\Sigma M_t = +927.16 \text{ tm}$$

$$\Sigma M_l = +116.03 \text{ tm}$$

$$SF = 2.70$$

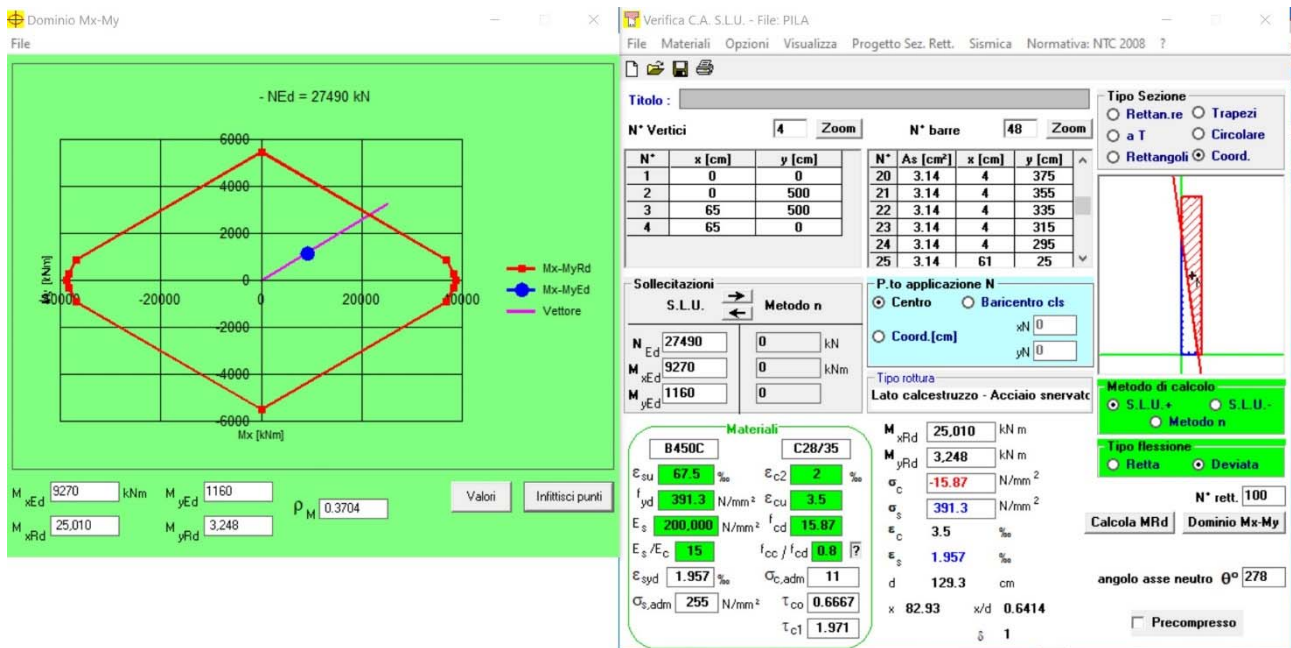


Figura 16 – Pile – Calcolo del momento ultimo per la sezione di base

Combinazione sismica longitudinale

$$\Sigma N = +1099.08 \text{ t}$$

$$\Sigma M_t = +235.68 \text{ tm}$$

$$\Sigma M_l = +162.01 \text{ tm}$$

$$SF = 1.91$$

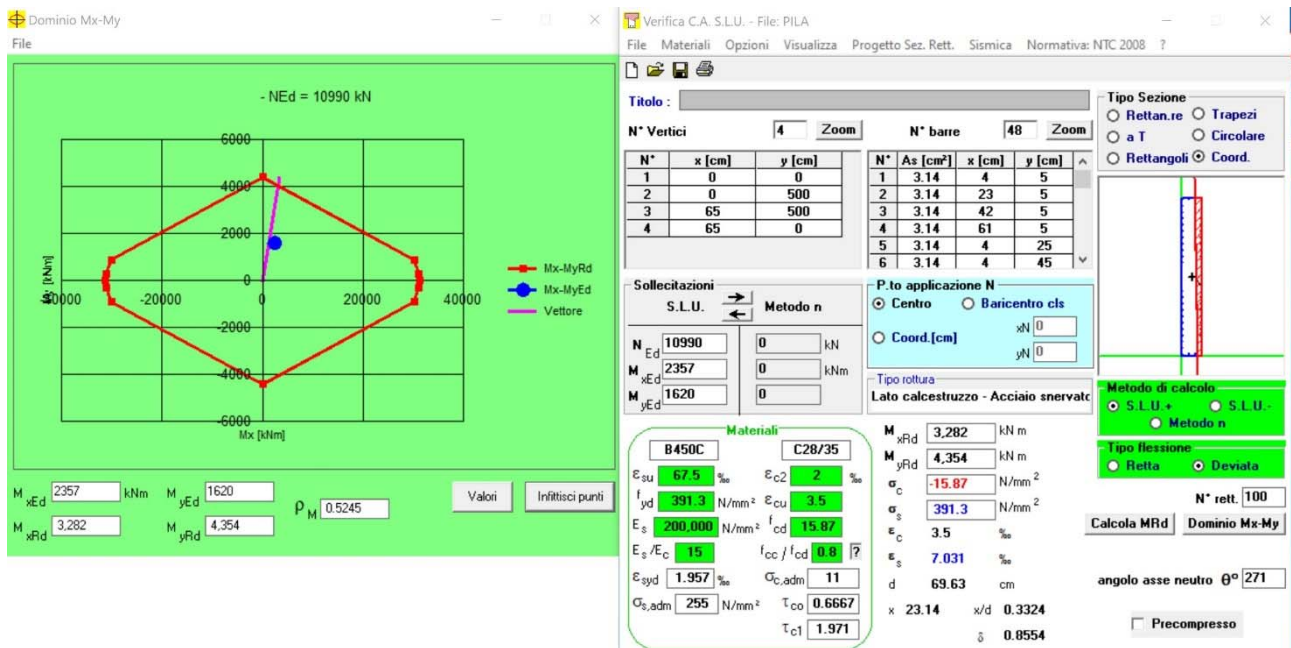


Figura 17 – Pile – Calcolo del momento ultimo per la sezione di base

Combinazione sismica trasversale

$$\Sigma N = +1091.51 \text{ t}$$

$$\Sigma M_t = +738.48 \text{ tm}$$

$$\Sigma M_l = +69.11 \text{ tm}$$

$$SF = 3.26$$

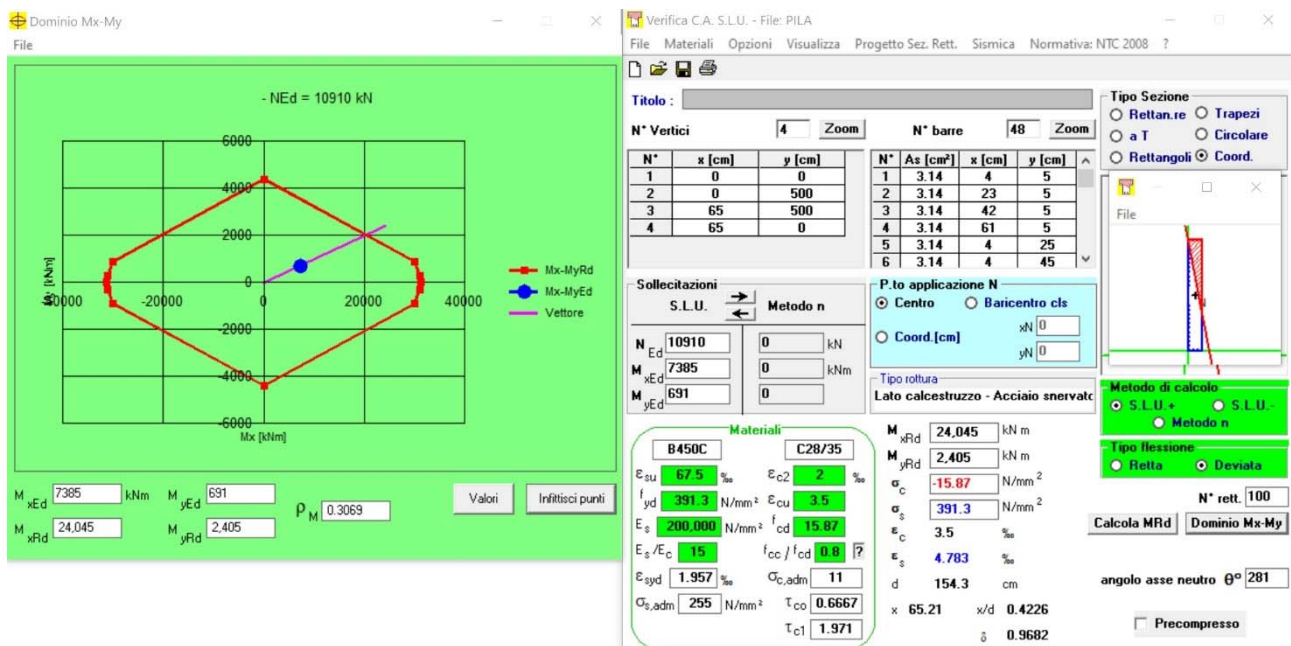


Figura 18 – Pile – Calcolo del momento ultimo per la sezione di base

12 VERIFICHE DIMENSIONALI DEI PALI

12.1 PILE CENTRALI

Si riportano nel seguito i valori delle componenti d'azione interna di sforzo assiale e momento flettente per la combinazione statica più significativa e per le combinazioni sismiche longitudinale e trasversale relativamente ai pali delle pile centrali.

	Sforzo assiale [t]	Momento flettente trasversale[tm]	Momento flettente longitudinale [tm]
Combinazione statica	677.13	0.00	0.00
Combinazione sismica	76.57	58.46	1.62
	107.11	60.24	3.98

Si sono adottati pali $\phi 1000$, con un'armatura corrente pari a $20\phi 24$. Si riporta la verifica più gravosa per la sezione in esame.

$$\Sigma N = +107.11 \text{ t}$$

$$\Sigma M_t = +60.24 \text{ tm}$$

$$\Sigma M_l = +3.98 \text{ tm}$$

$$SF = 2.67$$

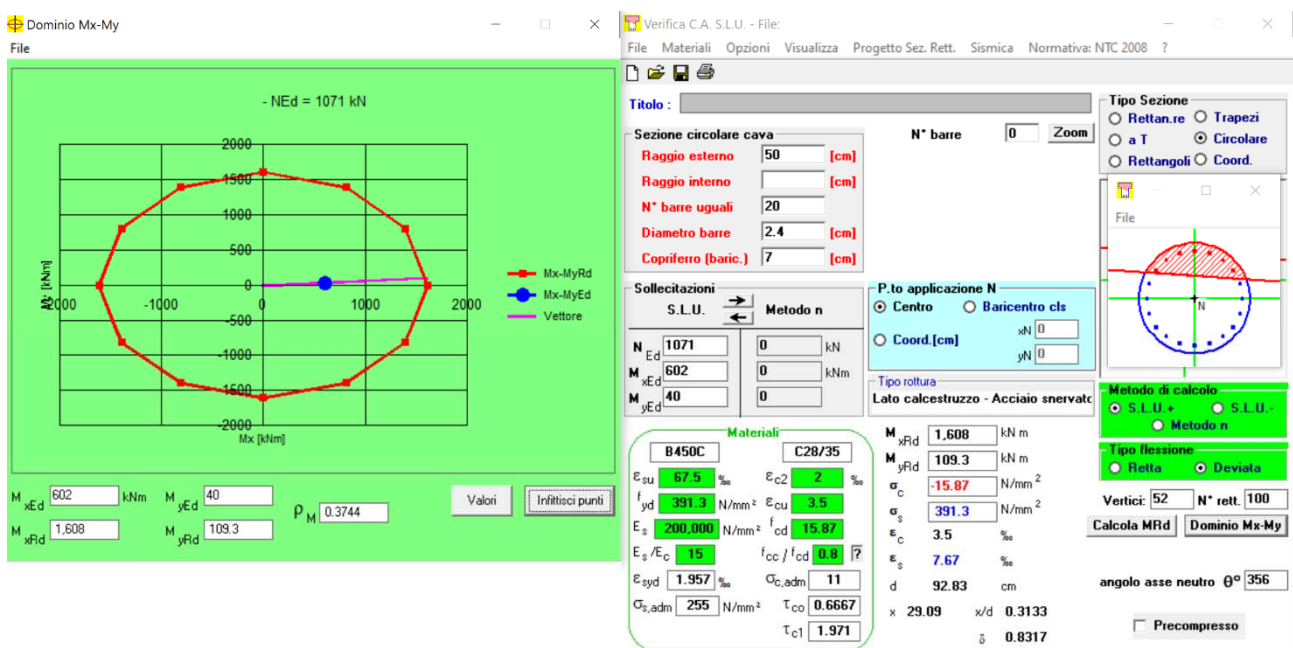


Figura 19 – Pali – Calcolo del momento ultimo in corrispondenza delle pile centrali

Il massimo sforzo assiale sul palo risulta pari a 677 t.

A seguito degli approfondimenti geotecnici che verranno condotti prima dello sviluppo del progetto esecutivo, con i quali verrà dato riscontro ai valori caratteristici dei parametri geotecnici, sarà possibile valutare la capacità portante dei pali in funzione della lunghezza adottata.

12.2 PILE LATERALI

Si riportano nel seguito i valori delle componenti d'azione interna di sforzo assiale e momento flettente per la combinazione statica più significativa e per le combinazioni sismiche longitudinale e trasversale relativamente ai pali delle pile laterali.

	Sforzo assiale [t]	Momento flettente trasversale[tm]	Momento flettente longitudinale [tm]
Combinazione statica	310.65	0.00	0.00
Combinazione sismica	74.49	36.07	10.11
	127.07	14.25	25.60

Si sono adottati pali $\phi 1000$, con un'armatura corrente pari a $20\phi 24$. Si riporta la verifica più gravosa per la sezione in esame.

$$\Sigma N = +74.49 \text{ t}$$

$$\Sigma M_t = +36.07 \text{ tm}$$

$$\Sigma M_l = +10.11 \text{ tm}$$

$$SF = 4.08$$

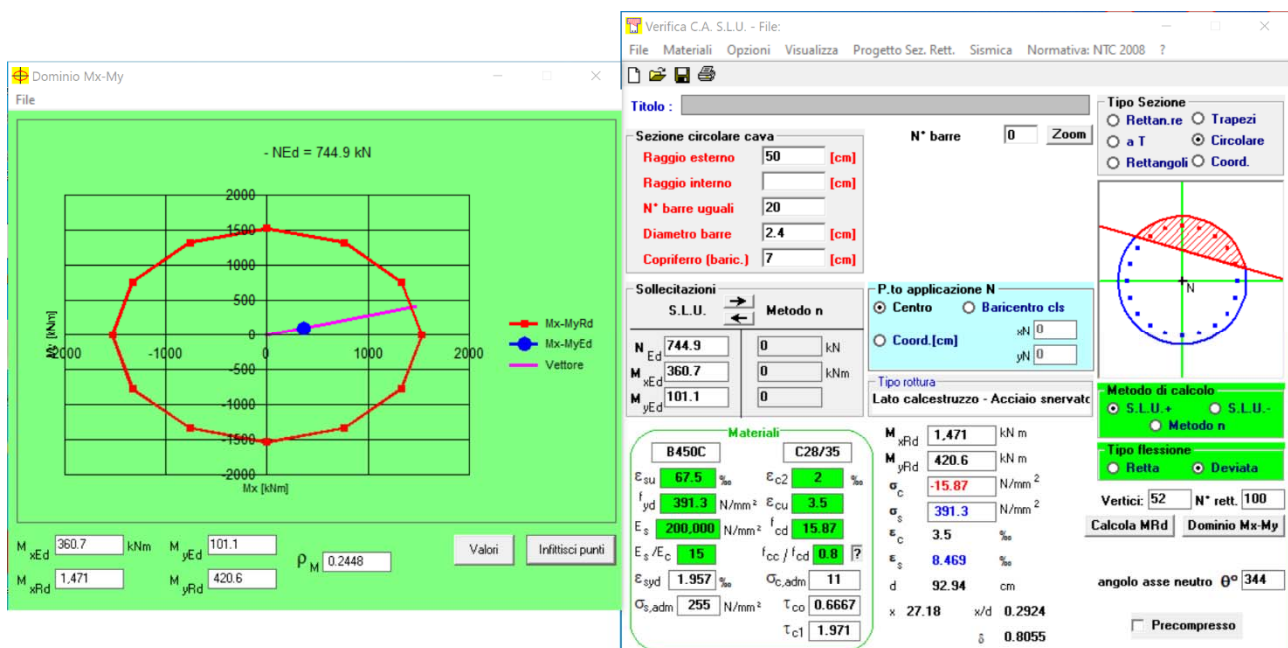


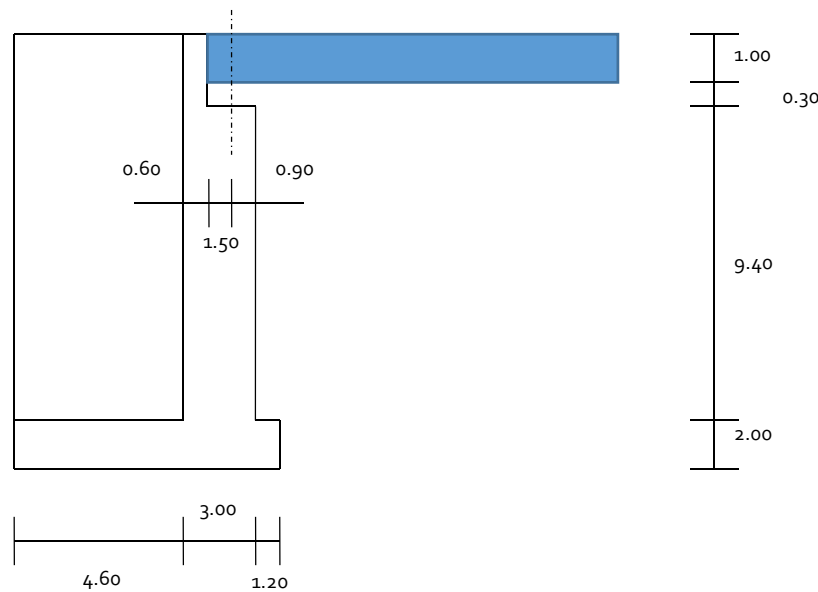
Figura 20 – Pali – Calcolo del momento ultimo in corrispondenza delle pile laterali

Il massimo sforzo assiale sul palo risulta pari a 311 t.

A seguito degli approfondimenti geotecnici che verranno condotti prima dello sviluppo del progetto esecutivo, con i quali verrà dato riscontro ai valori caratteristici dei parametri geotecnici, sarà possibile valutare la capacità portante dei pali in funzione della lunghezza adottata.

12.3 SPALLE

Si riporta nel seguito il dimensionamento di massima per i pali delle spalle. Le valutazioni si rivolgono alla combinazione sismica longitudinale sicuramente la più gravosa per gli elementi strutturali in esame. Nel seguito è rappresentato uno schema della geometria adottata nei calcoli; maggiori dettagli sono disponibili nei disegni di carpenteria.



Si riportano nel seguito le componenti di sollecitazione rispetto al baricentro della palificata alla quota di testa pali, che coincide con il baricentro del plinto di fondazione, alla quota di posa del plinto stesso.

Peso proprio impalcato – Travi prefabbricate

$$N = 0.5032 \cdot 10 \cdot 2.50 \cdot (16.50/2 + 1.50) = 122.66 \text{ t}$$

$$e = +2.30 \text{ m}$$

$$M = +282.11 \text{ tm}$$

Peso proprio impalcato – Soletta di completamento

$$N = 0.20 \cdot 24.00 \cdot 2.50 \cdot (16.50/2 + 1.50) = 175.50 \text{ t}$$

$$e = +2.30 \text{ m}$$

$$M = +403.65 \text{ tm}$$

Permanenti impalcato

$$N = 4.40 \cdot (16.50/2 + 1.50) = 42.90 \text{ t}$$

$$e = +2.30 \text{ m}$$

$$M = +98.67 \text{ tm}$$

Peso proprio spalla – Paraghiaia

$$N = 0.60 \cdot 1.30 \cdot 25.00 \cdot 2.50 = 48.75 \text{ t}$$

$$e = +0.50 \text{ m}$$

$$M = +24.38 \text{ tm}$$

Peso proprio spalla – Paramento frontale

$$N = 3.00 \cdot 9.40 \cdot 25.00 \cdot 2.50 = 1762.50 \text{ t}$$

$$e = +1.70 \text{ m}$$

$$M = +2996.25 \text{ tm}$$

Peso proprio spalla – Pareti laterali

$$N = 1.00 \cdot 2 \cdot 4.60 \cdot 10.70 \cdot 2.50 = 246.10 \text{ t}$$

$$e = -2.10 \text{ m}$$

$$M = -516.81 \text{ tm}$$

Peso proprio spalla – Plinto di fondazione

$$N = 8.80 \cdot 27.20 \cdot 2.00 \cdot 2.50 = 1196.80 \text{ t}$$

$$e = 0.00 \text{ m}$$

$$M = 0.00 \text{ tm}$$

Peso proprio terreno

$$N = 23.00 \cdot 4.60 \cdot 10.70 \cdot 1.70 = 1924.50 \text{ t}$$

$$e = -2.10 \text{ m}$$

$$M = -4041.45 \text{ tm}$$

Sisma – Paraghiaia

$$F = 0.271 * 1.301 * 18.75 = 17.18 \text{ t}$$

$$d = +12.05 \text{ m}$$

$$M = +207.11 \text{ tm}$$

Sisma – Paramento frontale

$$F = 0.271 * 1.301 * 1762.50 = 621.41 \text{ t}$$

$$d = +6.70 \text{ m}$$

$$M = +4163.42 \text{ tm}$$

Sisma – Pareti laterali

$$F = 0.271 * 1.301 * 246.10 = 86.77 \text{ t}$$

$$d = +7.35 \text{ m}$$

$$M = +637.74 \text{ tm}$$

Sisma – Plinto di fondazione

$$F = 0.271 * 1.301 * 1196.80 = 421.96 \text{ t}$$

$$d = +1.00 \text{ m}$$

$$M = +421.96 \text{ tm}$$

Sisma – Terreno

$$F = 0.271 * 1.301 * 1924.50 = 678.52 \text{ t}$$

$$d = +7.35 \text{ m}$$

$$M = +4987.14 \text{ tm}$$

Spinta del terreno in condizioni sismiche

$$\gamma = 1.70 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$k_h = 0.38 * 0.271 * 1.301 = 0.134$$

$$\theta = 7.50^\circ$$

$$k_a = 0.419$$

$$p = 0.419 * 1.70 * 12.70 = 9.05 \text{ t/m}^2$$

$$F = 9.05 * 25.00 * 12.70 / 2 = 1413.47 \text{ t}$$

$$M = 1413.47 * 12.70 / 3 = 5983.69 \text{ tm}$$

$$\Sigma N = 5519.71 \text{ t}$$

$$\Sigma T = 2817.35 \text{ t}$$

$$\Sigma M = +15226.50 \text{ tm}$$

Con riferimento alla geometria della palificata che prevede 24 pali disposti su tre file ad interasse longitudinale pari a 3.60 m, si ottiene:

$$A = 24$$

$$J = \Sigma n \cdot d^2 = 207.36 \text{ m}^2$$

$$N_{\text{pali_max/min}} = N/A \pm M/J \cdot d = \begin{array}{l} +494.34 \text{ t} \\ -34.36 \text{ t} \end{array}$$

Le azioni taglianti applicate in testa ai pali si traducono per gli stessi in sollecitazioni flettenti. In via speditiva viene studiato uno schema statico di un singolo palo incastrato in testa con applicata un'azione orizzontale pari a:

$$T_{\text{palo}} = 2817.35/24 = 117.39 \text{ t}$$

a cui corrisponde un momento massimo in testa al palo pari a:

$$M_{\text{palo}} = 254.33 \text{ tm}$$

Si riporta nel seguito il diagramma di sollecitazione flettente tipico del singolo palo di spalla.

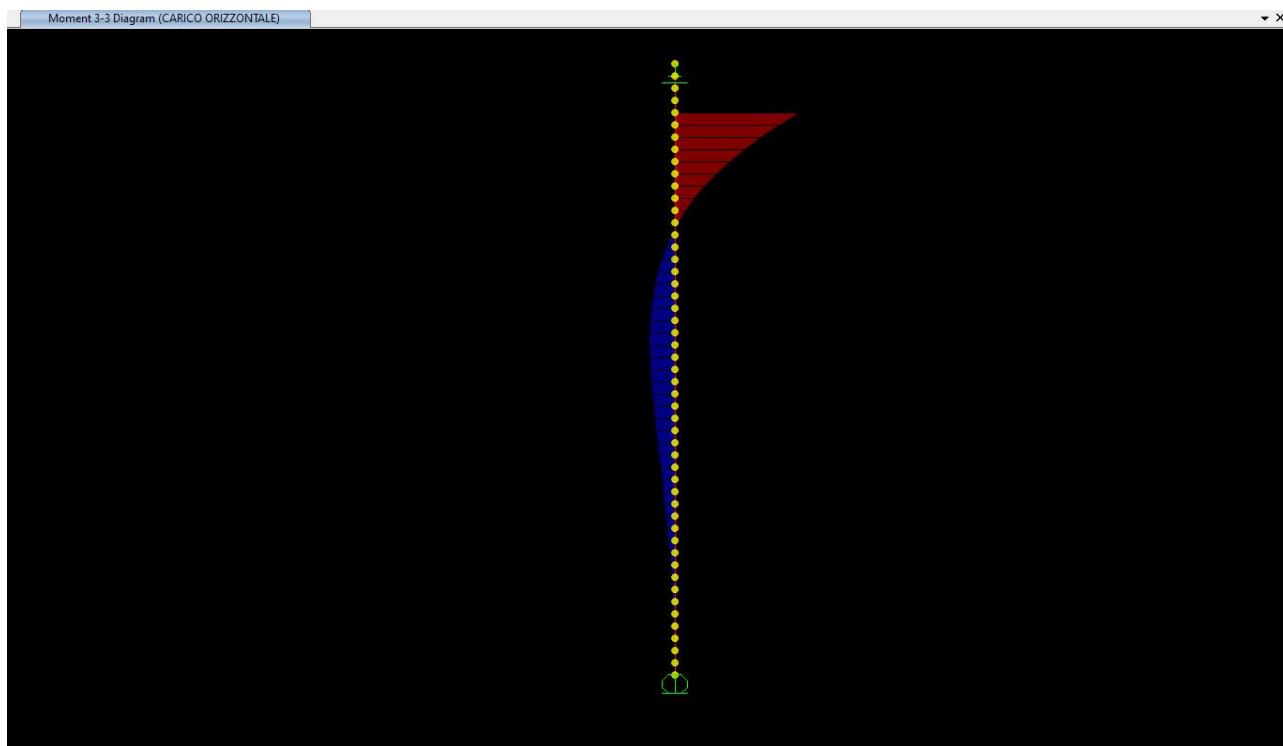


Figura 21 – Pali di spalla – Diagramma momento flettente

Le verifiche dei pali verranno riportate per le seguenti coppie di sollecitazione:

$$N = +494.34 \text{ t}$$

$$M = 254.33/1.50 = 169.55 \text{ tm}$$

$$N = -34.36 \text{ t}$$

$$M = 254.33/1.50 = 169.55 \text{ tm}$$

Si sono adottati pali $\phi 1000$, con un'armatura corrente pari a $20\phi 26$ in primo strato e $12\phi 24$ in secondo strato. Si riportano nel seguito le verifiche sopra citate.

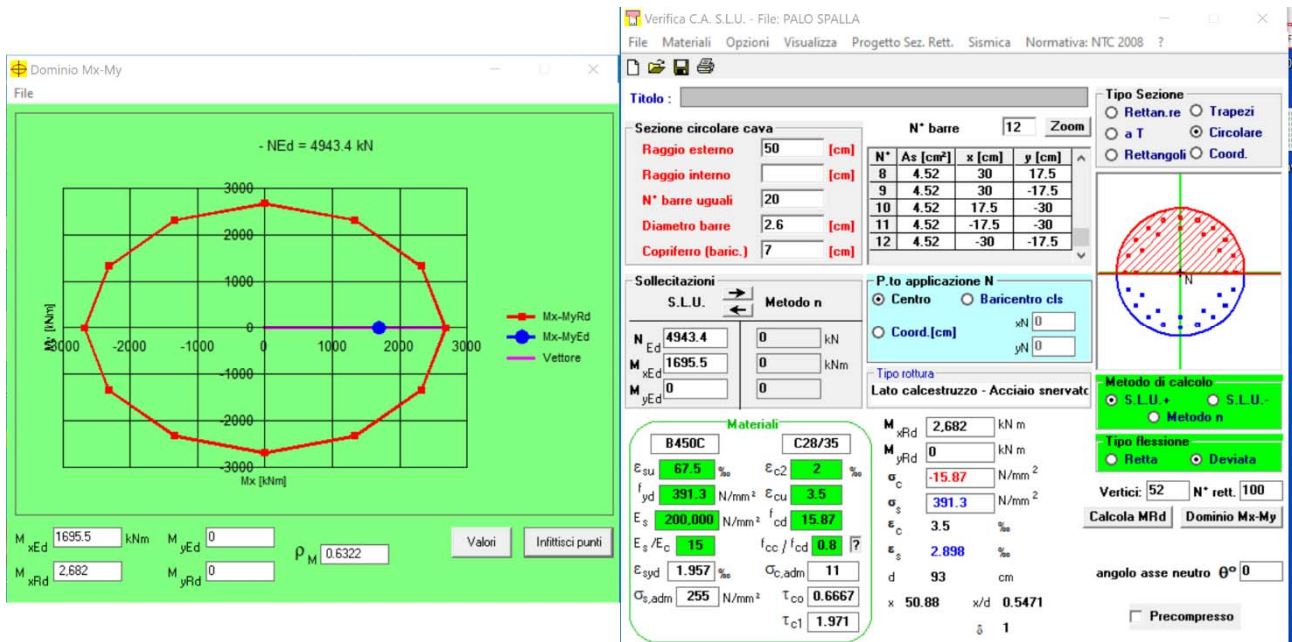


Figura 22 – Pali – Calcolo del momento ultimo in corrispondenza delle spalle – Sforzo assiale massimo

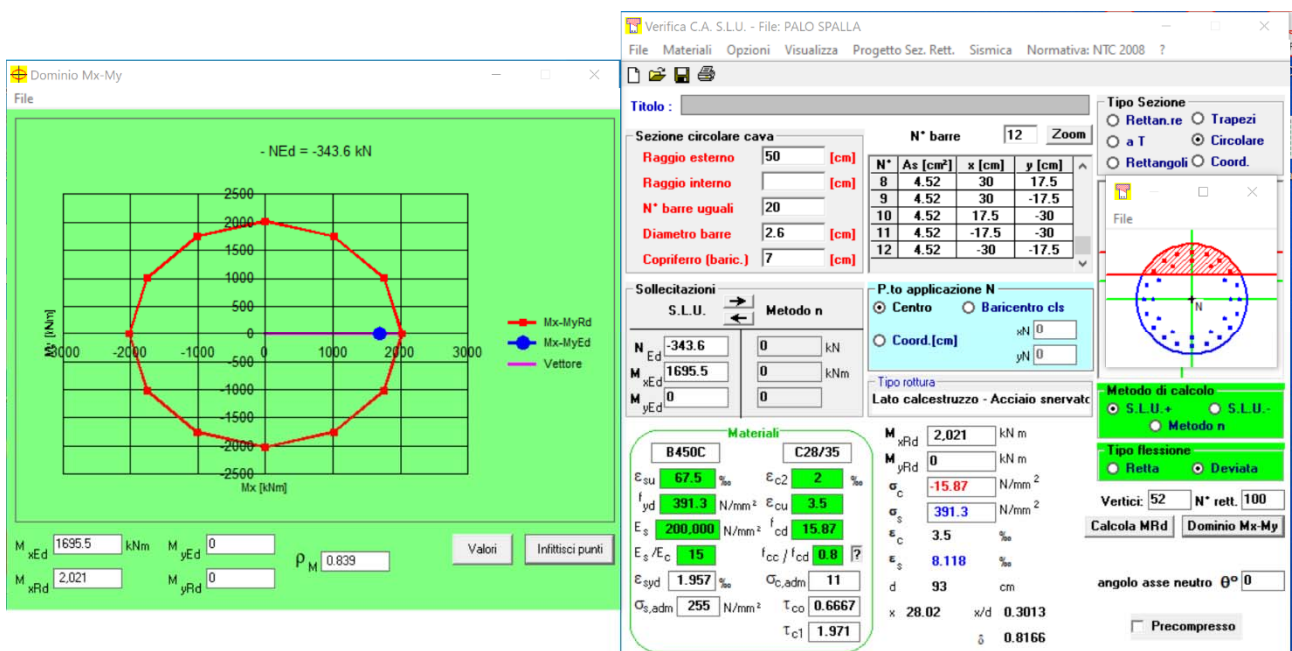


Figura 23 – Pali – Calcolo del momento ultimo in corrispondenza delle spalle – Sforzo assiale minimo

Il massimo sforzo assiale sul palo risulta pari a 494 t.

A seguito degli approfondimenti geotecnici che verranno condotti prima dello sviluppo del progetto esecutivo, con i quali verrà dato riscontro ai valori caratteristici dei parametri geotecnici, sarà possibile valutare la capacità portante dei pali in funzione della lunghezza adottata.

13 SCHEMA DISPOSITIVI DI APPOGGIO

Si riporta nel seguito lo schema dei dispositivi di appoggio per il ponte in esame. Essi riguardano gli appoggi delle campate di estremità del manufatto principale e quelli relativi alle campate minori di scavalcamento delle spalle esistenti. Lo schema si riferisce ad uno dei due attraversamenti delle spalle esistenti e va riproposto in maniera del tutto simmetrica per il corrispondente sul lato opposto del corso d'acqua. In linea di principio si è preferito vincolare longitudinalmente le due campate minori di estremità all'impalcato principale che, in virtù del suo comportamento a telaio nel proprio piano, è in grado di ripartire le azioni orizzontali mediante un comportamento fortemente ridistributivo tra pile e impalcato.

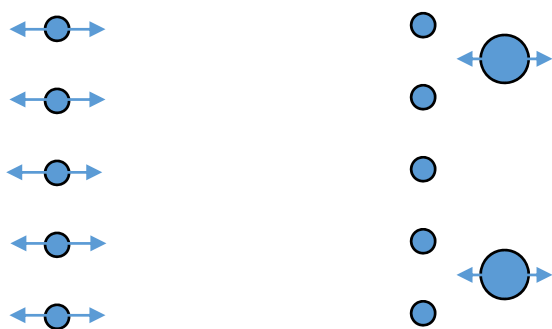





Figura 24 – Schema dispositivi di appoggio

	Appoggi fissi campate di scavalcamento delle spalle esistenti (appoggi in corrispondenza delle pile laterali)
	Appoggi mobili unidirezionali longitudinali campate di scavalcamento delle spalle esistenti (in corrispondenza delle nuove spalle)
	Appoggi mobili unidirezionali longitudinali estremità manufatto principale (in corrispondenza delle pile laterali)