



PROVINCIA DI REGGIO EMILIA

Corso Garibaldi, 59 - 42100 Reggio Emilia Tel 0522 444111 - Fax 0522 451676
E-mail: info@provincia.re.it - Web: <http://www.provincia.re.it>

SERVIZIO INFRASTRUTTURE, MOBILITA'
SOSTENIBILE E PATRIMONIO

Intervento di messa in sicurezza dei ponti sulla SP28
Ponte al km 2+990 sul Rio Quaresimo in Comune di Reggio Emilia



PROGETTO ESECUTIVO

P2-RS.01 - Relazione con illustrazione sintetica degli elementi
essenziali del progetto strutturale

Il Responsabile della U.O. Gestione Manufatti
Dott. Ing. GIUSEPPE TUMMINO

Il Responsabile Unico del Procedimento
Dott. Arch. RAFFAELLA PANCIROLI

Il Dirigente del Servizio Infrastrutture
Mobilità Sostenibile e Patrimonio
Dott. Ing. VALERIO BUSSEI

PROGETTAZIONE

Tecnico Incaricato
Dott. Ing. TANIA FERRARINI

Collaboratore
Dott. Ing. FULVIO VITULLI

REVISIONE			Redatto		Verificato o Validato	
Revis.	Data Revis.	Descrizione Modifiche	Data	Nome	Data	Nome
0	26/01/2024	Emissione	26/01/2024	T.FERRARINI		
Elaborato n°	Data Progetto	N° P.E.G.	Scala: /			
	Gennaio 2024					

INDICE

ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO

STRUTTURALE	2
a) Descrizione del contesto edilizio	2
b) Descrizione generale della struttura.....	2
c) Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati	4
d) Definizione dei parametri di progetto.....	5
e) Descrizione dei materiali	10
f) Criteri di progettazione e di modellazione	18
g) Principali combinazioni delle azioni.....	21
h) Metodo di analisi seguito	32
i) Criteri di verifica agli Stati Limite	33
j) Configurazioni deformate e caratteristiche di sollecitazione	34
k) Caratteristiche e affidabilità del Codice di Calcolo.....	52
l) Strutture geotecniche o di fondazione.....	55
m) Altri risultati significativi	60

ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

a) Descrizione del contesto edilizio

Oggetto della presente relazione sono le opere strutturali relative all'intervento di messa in sicurezza del ponte sul Rio Quaresimo, posto nel tratto della S.P. 28 al km 2+990, in Comune di Reggio Emilia (RE) finanziato nell'ambito delle ripartizioni effettuate col Decreto n.224 del 29 maggio 2020 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.



Fig.1 Inquadramento intervento – Vista aerea tratta da Google Maps

b) Descrizione generale della struttura

Il ponte si sviluppa in lunghezza su un'unica campata ed è composta da 10 travi prefabbricate in c.a.p. di lunghezza pari a circa 18.30 ml, collegate da n. 3 traversi in opera;

Le spalle laterali sulle quali appoggiano le travi prefabbricate, sono costituite da muratura portante in mattoni pieni e malta di calce dello spessore di 26 cm e risultano sormontate da una trave in c.a.

L'impalcato è costituito da una soletta in opera esistente dello spessore di 17 cm come evidenziato dai sondaggi eseguiti sulla struttura. La larghezza totale dell'impalcato, misurata sul bordo esterno cordoli, è di

circa 10,45 m misurata perpendicolarmente all'asse della carreggiata. Per i dettagli si rimanda agli elaborati grafici (Tav.S01; Tav.S02).

Il manufatto è stato presumibilmente realizzato ante seconda guerra mondiale e l'impalcato è stato oggetto di rifacimento presumibilmente nella seconda metà degli anni 60 del secolo scorso. Gli esecutivi originali dell'opera non sono disponibili, pertanto sono state eseguite delle indagini sugli elementi strutturali principali al fine di determinarne le geometrie e le resistenze di progetto da utilizzare nelle verifiche delle strutture. Non avendo a disposizione gli esecutivi del tempo, sono state definite delle assunzioni di progetto basate sulle informazioni ottenute durante i rilievi effettuati. Tali assunzioni verranno descritte nella relazione di calcolo e dovranno essere verificate in durante le fasi di cantiere.

Le indagini sperimentali sui materiali e sulle strutture sono state eseguite dalla ditta Experimentation s.r.l in data 05/09/2023 e 06/09/2023. Per le descrizioni delle prove effettuate e dei risultati ottenuti si rimanda alla relazione 13281-ROZ/23_Rev.0 del 15/09/2023 allegata alla relazione sui materiali.

Descrizione degli interventi.

Gli interventi descritti nella presente relazione strutturale sono finalizzati a permettere un prolungamento della vita utile del manufatto, attraverso consolidamenti strutturali con l'utilizzo delle moderne tecnologie per il restauro del cemento armato e muratura. Sono state inoltre predisposte lavorazioni necessarie al fine incrementare le condizioni di sicurezza per la circolazione stradale. In base alla disponibilità economica gli interventi descritti nella presente relazione verranno realizzati in due lotti di intervento di seguito descritti:

Lotto 1:

- Allargamento della fondazione esistente delle spalle mediante realizzazione di nuova suola in c.a.
- Rimozione del copriferro ammalorato, pulizia e passivazione delle armature e successivo ripristino del copriferro delle travi in c.a. sulle spalle laterali,
- Rinforzo delle spalle in muratura mediante realizzazione di parete in c.a. opportunamente collegata alla muratura, alle travi in c.a. esistenti e alla nuova fondazione
- Impermeabilizzazione delle superfici esterne previa idonea preparazione del supporto.

Lotto 2:

- Rifacimento dei cordoli stradali per la sostituzione delle barriere di protezione con tipologie a norma;
- Rinforzo della soletta esistente mediante realizzazione di nuova soletta in c.a. di 10 cm di spessore opportunamente connessa alla soletta esistente e alle travi in c.a.p.
- Sostituzione dei giunti di dilatazione in corrispondenza delle spalle esterne.

Per tutti i dettagli esecutivi si rimanda agli elaborati esecutivi di progetto.

In aggiunta alle opere strutturali sopra descritte sono state inoltre previste opere di impermeabilizzazione della soletta in c.a. e le opere necessarie per l'adeguato allontanamento delle acque piovane.

Le verifiche sulle opere strutturali saranno eseguite secondo le “Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti (Allegate al parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n.54/2022, espresso dall’assemblea generale in data 10.06.2022)” che prevedono una analisi in condizione statiche della struttura secondo lo stato limite di Operatività.

Il tempo di riferimento per la struttura in oggetto è pari a 30 anni secondo quanto stabilito dalle linee guida al paragrafo 6.3.2.2.

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

Sono state inoltre eseguite le verifiche di vulnerabilità sismica sulla struttura al fine di fornire l'indicatore di rischio sismico dell'opera ζ_E . Si precisa comunque che, come riportato nelle “Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti (Allegate al parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n.54/2022, espresso dall’assemblea generale in data 10.06.2022)” al §6.1.5, il calcolo dell'indice di rischio ζ_E sarebbe previsto “per le sole valutazioni del livello di sicurezza secondo le Norme Tecniche vigenti (Adeguamento), ma non nei livelli successivi (livelli di Operatività e Transitabilità) i quali si concentrano sulla valutazione di sicurezza nei confronti delle sole azioni statiche e geotecniche”.

c) Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati

Nella progettazione delle strutture indicate, si sono osservate le seguenti disposizioni normative:

- a) D.M.17.01.18 Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”
- b) Circolare n° 7 del 21.01.19 “Istruzioni relative all’aggiornamento delle norme tecniche di cui al D.M. 17.01.18”
- c) D.M.14.01.08 “Norme tecniche per le costruzioni”
- d) Circolare n° 617 del 02.02.09 “Istruzioni relative alle norme tecniche di cui al D.M. 14.01.08”
- e) Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti (Allegate al parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n.54/2022, espresso dall’assemblea generale in data 10.06.2022).
- f) Circolare n. 91 del 14 Febbraio 1961- Norme relative ai carichi per il collaudo dei ponti stradali
- g) Quaderni tecnici ANAS per la salvaguardia delle infrastrutture.

- h) UNI EN 1992-4 Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 4: Progettazione degli attacchi per utilizzo nel calcestruzzo (Novembre 2018)

d) Definizione dei parametri di progetto

L'edificio in esame è stato progettato adottando i seguenti parametri, che concorrono alla definizione dell'azione sismica di base del sito.

- Vita Nominale $V_N = 50$ anni – Opera ordinaria
- Classe d'Uso Classe III – Costruzione il cui uso preveda affollamenti significativi
 $C_U = 1,5$
- Periodo di riferimento dell'azione sismica: $V_R = V_N \cdot C_U = 75$ anni
- Categoria del sottosuolo B – Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti
- Categoria topografica T1 – Pendii con inclinazione media $< 15^\circ$
- Amplificazione topografica $S_T = 1$
- Zona sismica del sito Zona 3
- Coordinate del sito (espressa in gradi secondo le coordinate geografiche WGS84 GD):

Longitudine:	10.553364°
Latitudine:	44.690858 °
- Parametri sismici:

- Coeff. smorzam. equivalente $\xi = 5 \%$
- Classe di duttilità: Struttura a comportamento non dissipativo

➤ Percentuale eccentricità accidentale centro di massa: 0.05

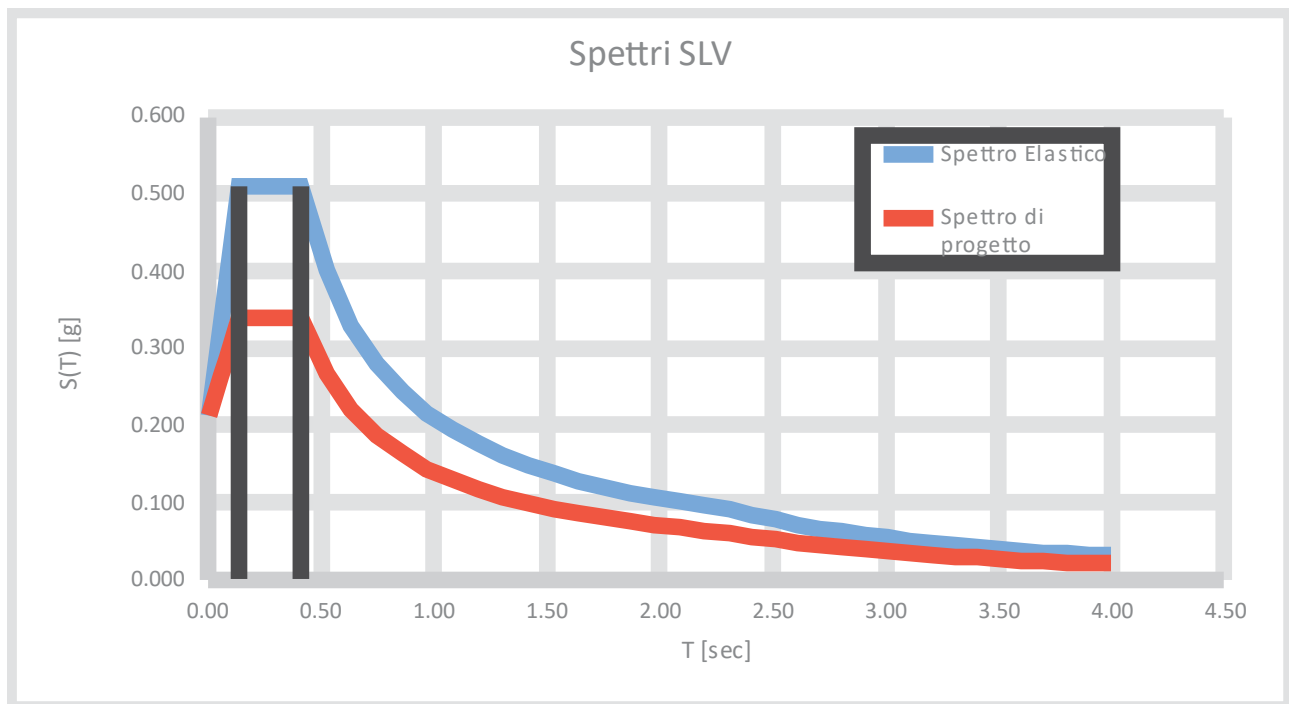
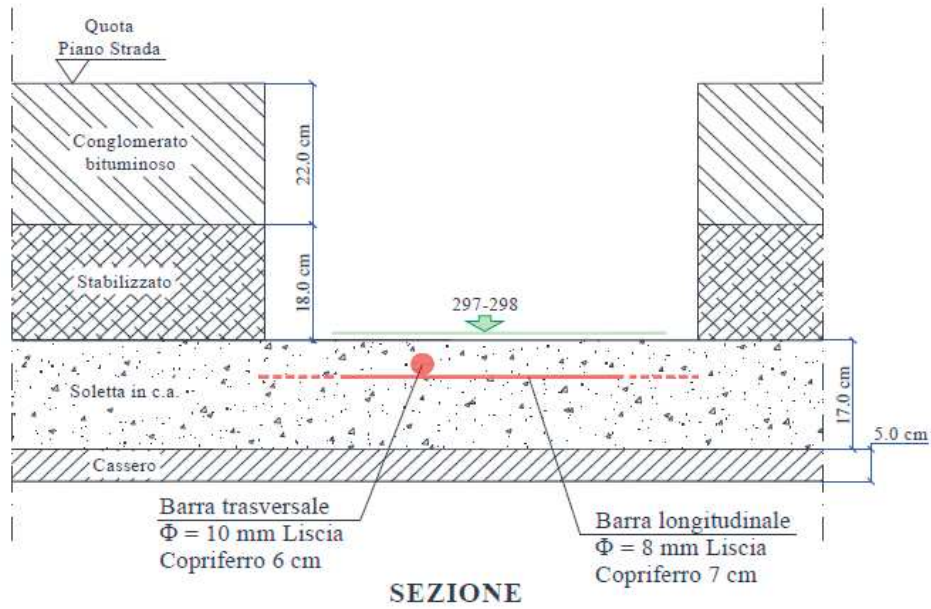


Fig.2 Spettro elastico e di progetto allo SLV

Azioni sulla costruzione:

La stratigrafia della pavimentazione esistente è stata definita sulla base dei sondaggi effettuati dalla ditta che si è occupata delle prove sui materiali. Si riporta di seguito un estratto del sondaggio effettuato.



INDAGINI SPERIMENTALI SU MATERIALI E STRUTTURE
TASCA SU PAVIMENTAZIONE - ZONA MEZZERIA
DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA E INDAGINI MAGNETOMETRICHE

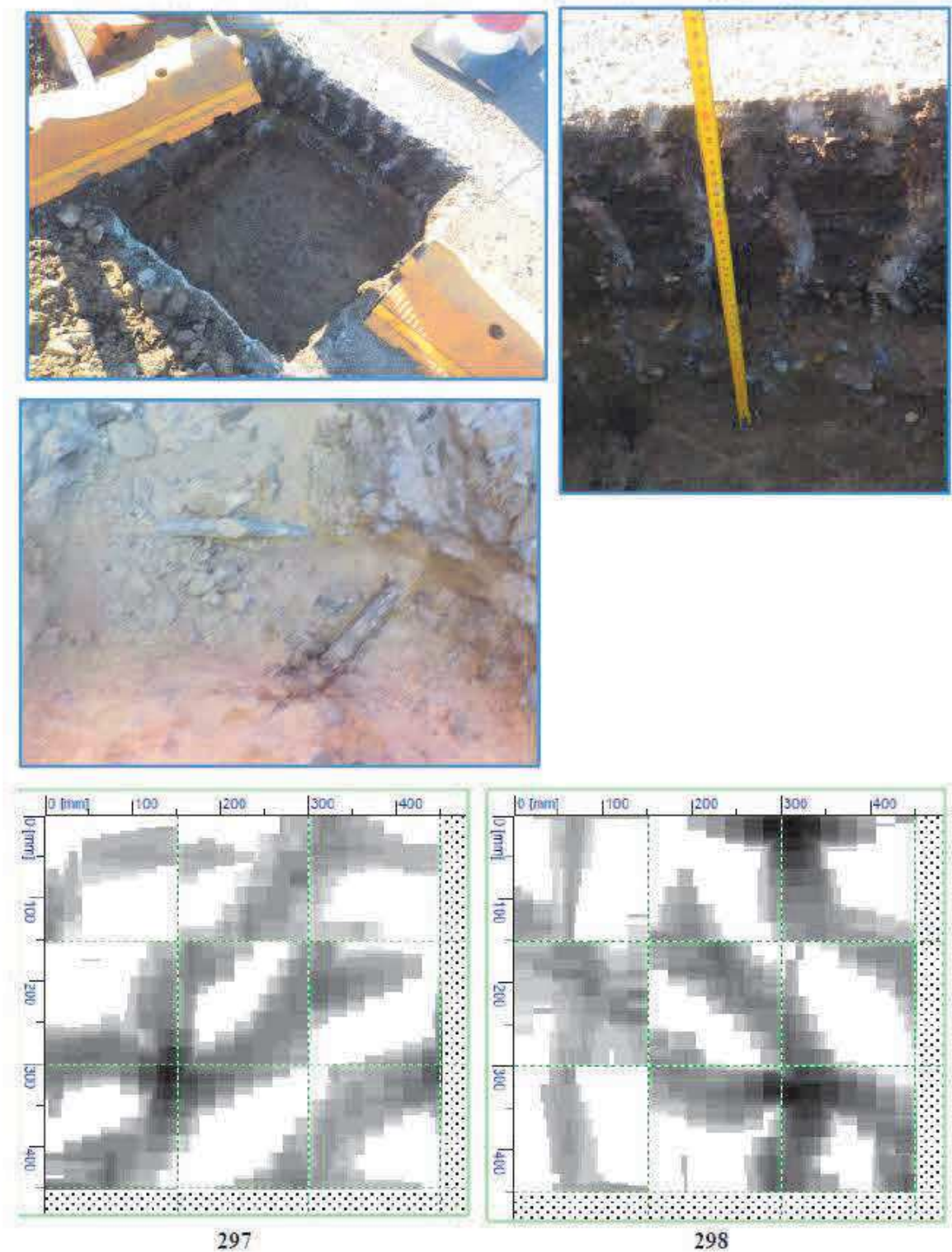


Fig.3 Stratigrafia implacato rilevata

Sulla base dei sondaggi eseguiti è stata definita l'analisi dei carichi gravanti sull'implacato. Si riportano di seguito i valori dei carichi assunti in fase progettuale.

Impalcato Ponte Stato di fatto SDF

<i>STATO DI FATTO</i>	
Soletta esistente + cassero	550 daN/m ²
Totale permanenti STR (G1)	550 daN/m²
Stabilizzato sp. medio 18 cm	450 daN/m ²
Conglomerato bituminoso sp. medio 22 cm	550 daN/m ²
elementi accessori	70 daN/m ²
Totale permanenti NON STR (G2)	1070 daN/m²

Impalcato ponte stato di progetto SDP

<i>STATO DI PROGETTO</i>	
Soletta esistente + cassero	550 daN/m ²
Soletta in progetto	250 daN/m ²
Totale permanenti STR (G1)	800 daN/m²
Stabilizzato sp. medio 8 cm	200 daN/m ²
Conglomerato bituminoso sp. medio 22 cm	550 daN/m ²
elementi accessori	70 daN/m ²
Totale permanenti NON STR (G2)	820 daN/m²

I carichi variabili sulla struttura sono stati considerati secondo la distribuzione che massimizza di volta in volta gli effetti sull'elemento verificato, secondo le indicazioni definite nelle NTC18 (vedi figura sottostante).

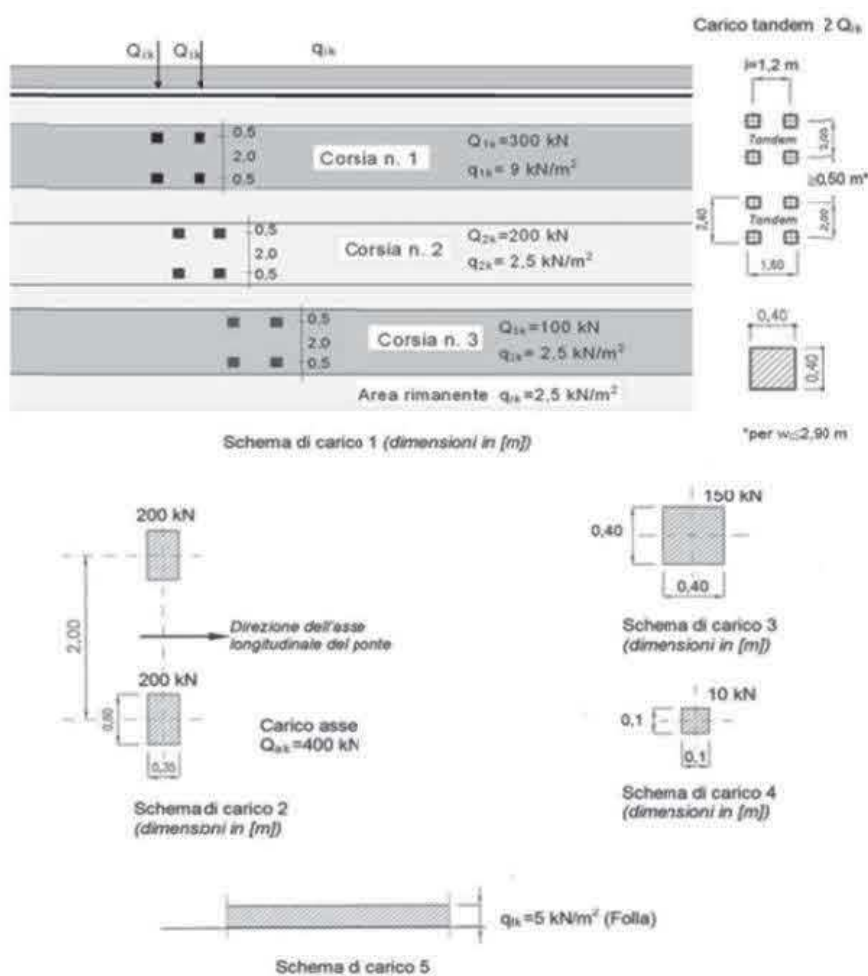


Fig.4 Schemi di carico da ponte - NTC 2018

e) Descrizione dei materiali

MATERIALI ESISTENTI

Le indagini sperimentali sui materiali e sulle strutture sono state eseguite dalla ditta Experimentation s.r.l in data 05/09/2023 e 06/09/2023. Per le descrizioni delle prove effettuate e dei risultati ottenuti si rimanda alla relazione 13281-ROZ/23_Rev.0 del 15/09/2023 allegata alla relazione sui materiali.

I parametri meccanici dei materiali sono stati ricavati a partire dai risultati delle prove distruttive (sui campioni prelevati ed analizzati in laboratorio) e non distruttive eseguite in loco. In accordo con la committenza, alla luce della campagna di prove svolta e considerando il materiale originale a disposizione e i rilievi effettuati, si ritiene raggiunto un Livello di conoscenza LC2 a cui corrisponde un fattore di confidenza pari a $FC=1.2$.

Per determinare i valori delle resistenze di progetto si è fatto riferimento alle “Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti (Allegate al parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n.54/2022, espresso dall’assemblea generale in data 10.06.2022)”, in particolare alla procedura riportata al §6.3.4 della Linea guida di cui si riporta un estratto. In particolare i parametri di progetto sono stati determinati considerando l’entità della dispersione dei valori ottenuti dalle prove.

6.3.4. VALORI DI PROGETTO DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

La determinazione dei valori di progetto delle caratteristiche dei materiali, come previsto dalle vigenti Norme Tecniche, avviene sempre su base statistica, correggendo, nel caso di costruzioni esistenti, i valori delle caratteristiche meccaniche considerando nelle valutazioni il fattore di confidenza (FC), funzione del livello di conoscenza (LC), e i coefficienti parziali di sicurezza γ_m .

La grandezza statistica, f_k o f_{m_k} , per le caratteristiche meccaniche da considerare non è chiarita completamente dalle Norme Tecniche; dal testo delle norme, riportato di seguito per chiarezza espositiva, si evince, senza dubbio, come non sia possibile far riferimento al valore medio, ma si debba considerare “l’entità della dispersione”, facendo ad esempio riferimento al valore caratteristico che si ottiene dall’analisi sperimentale con prove distruttive (ad esempio carote per il calcestruzzo) e non distruttive.

8.5.3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI Per conseguire un’adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche; nel caso di costruzioni sottoposte a tutela, ai sensi del D.Lgs. 42/2004, di beni di interesse storico-artistico o storico-documentale o inseriti in aggregati storici e nel recupero di centri storici o di insediamenti storici, dovrà esserne considerato l’impatto in termini di conservazione. I valori di progetto delle resistenze meccaniche dei materiali verranno valutati sulla base delle indagini e delle prove effettuate sulla struttura, tenendo motivatamente conto dell’entità delle dispersioni, prescindendo dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni. Per le prove di cui alla Circolare 08 settembre 2010, n.7617/STC o eventuali successive modifiche o interazioni, il prelievo dei campioni dalla struttura e l’esecuzione delle prove stesse devono essere effettuate a cura di un laboratorio di cui all’articolo 59 del DPR 380/2001.

In altro punto della Circolare è riportato quanto segue:

C 8.5.4.2 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO O DI ACCIAIO “I fattori di confidenza, determinati in funzione del livello di conoscenza acquisito, vengono applicati ai valori medi delle resistenze dei materiali ottenuti dai campioni di prove distruttive e non distruttive, per fornire una stima dei valori medi delle resistenze dei materiali della struttura, entro l’intervallo di confidenza considerato (in genere si assume un intervallo di confidenza pari al 95%).”

Tale affermazione fa ritenere che il riferimento vada fatto al valor medio della resistenza; ciò vale anche per analoga affermazione del punto C 8.7.2.2 della Circolare n. 7 del 21/01/2019 mentre le Norme Tecniche chiariscono come si debba motivatamente tenere conto dell'entità delle dispersioni.

Si sottolinea inoltre che la normativa italiana considera i fattori FC, che incorporano vari tipi di incertezze comprese quelle sulla disposizione delle armature e sui dettagli costruttivi. Il sistema degli Eurocodici considera invece unicamente i fattori parziali dei materiali che incorporano le incertezze di modello e la variabilità dei materiali in maniera forfettaria. È dunque necessario ottenere una sintesi dei due diversi approcci.

Si ritiene che un'adeguata interpretazione rispettosa delle Norme Tecniche e della Circolare, senza essere contraddittoria della filosofia degli Eurocodici, sia di far riferimento al valore medio diviso per il fattore di confidenza e il fattore parziale senza però mai eccedere il valore caratteristico diviso il fattore di confidenza, sì da tenere conto della dispersione.

In altri termini si sceglie il minimo fra i due seguenti valori:

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

Si osservi che nei ponti, strutture spesso isostatiche o poco iperstatiche, il riferimento al valore medio f_m come valore di calcolo sarebbe certamente pericoloso, anche in considerazione del fatto che nel caso di crisi per carichi gravitazionali (al contrario di quanto accade nel caso di azioni cicliche proprie del sisma) la distinzione fra rottura fragile e rottura duttile è poco rilevante ai fini della salvezza delle vite umane. Si consideri anche che tendenzialmente nei ponti si deve raggiungere il livello di confidenza 3 e dunque FC risulta spesso pari all'unità.

Per quanto concerne la stima del valore f_k , un'adeguata valutazione conservativa della resistenza caratteristica basata su un numero limitato di campioni n si effettua con la modalità di seguito descritta. Nell'ipotesi di distribuzione log-normale e tenendo conto dell'incertezza associata alla stima della media campionaria, dato il campione casuale $\{x_1, x_2, \dots, x_n\}$ della grandezza di interesse (resistenza a compressione del calcestruzzo, tensione di snervamento e di rottura dell'acciaio dolce e dell'acciaio armonico), ne sono calcolate media e deviazione standard campionarie dei logaritmi:

$$\begin{cases} \bar{\mu} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i) \\ \bar{\sigma} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n [\ln(x_i) - \bar{\mu}]^2} \end{cases}$$

Avendo sottratto alla media stimata l'errore standard dello stimatore, si ottiene una stima del sedicesimo percentile della distribuzione media campionaria:

$$\bar{\mu}_{0.16} = \bar{\mu} - \frac{\bar{\sigma}}{\sqrt{n}}$$

da cui calcolare il valore caratteristico, assumendo una distribuzione log-normale, come segue:

$$\hat{x}_{0.05} = e^{\bar{\mu}_{0.16} - 1.64\bar{\sigma}}$$

Calcestruzzo

Trattandosi di verifica dello Stato limite di Operatività, I valori dei coefficienti parziali di sicurezza sono stati assunti secondo la tabella 6.3.6 delle Linee guida di cui si riporta un estratto.

Tabella 6.3.6– Fattori parziali di sicurezza per le caratteristiche di resistenza dei materiali da cemento armato

Classe di conseguenza	Materiale	γ_M
CC3	Calcestruzzo	$\gamma_c = 1.26$
	Acciaio di rinforzo da c.a.	$\gamma_s = 1.10$

Si ritiene che il valore $\gamma_s = 1,10$ valutato per l'acciaio ordinario da cemento armato possa essere utilizzato, in mancanza di valutazioni più accurate, anche per l'acciaio da precompressione.

Per quanto concerne le strutture in carpenteria metallica, il valore di calcolo delle Norme Tecniche è pari a $\gamma_a = 1,05$ e non si ritiene che tale valore possa essere ulteriormente ridotto.

Si riportano di seguito le valutazioni effettuate per la determinazione della resistenza di progetto effettuata secondo le formule delle Linee guida.

Pilastri centrali:

		resistenza unitaria				
		Mpa	$\ln(xi)$	$(\ln(xi) - \mu)^2$		
Cordolo Spalla DX	C1	13.4	2.595	0.019364105		
Cordolo Spalla SX	C2	17.7	2.874	0.019364105	μ	2.73441
					σ	0.196795
					$\mu_{0,16}$	2.595255
			5.469	0.039		
	fm	15.55	Mpa			
	fk	9.70	Mpa			
	FC	1.2				
	γ	1.26				
	α	1				
	fd	8.09	Mpa			

Calcestruzzo Spalle ed impalcatoCaratteristiche meccaniche del c.l.s.:

Resistenza Caratteristica Cilindrica a Compressione di Calcolo	$f_{ck} = 9.70 \text{ N/mm}^2$;
Resistenza media Cilindrica a Compressione di Calcolo	$f_{cm} = 15.55 \text{ N/mm}^2$;
Fattore di confidenza	$FC=1.2$
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd} = \min(f_{mc}/FC/\gamma_c; f_{ck}/FC)$
$\alpha_{cc} = 1.00$, coeff. riduttivo per le resistenze di lunga durata;	
$\gamma_c = 1.26$, coeff. parziale di sicurezza relativo al cls allo SLOperativita	
	$f_{cd} = 8.09 \text{ N/mm}^2$;

Calcestruzzo Travi prefabbricateCaratteristiche meccaniche del c.l.s.:

Resistenza Caratteristica Cilindrica a Compressione di Calcolo	$f_{ck} = 57.03 \text{ N/mm}^2$;
Resistenza media Cilindrica a Compressione di Calcolo	$f_{cm} = 61.05 \text{ N/mm}^2$;
Fattore di confidenza	$FC=1.2$
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd} = \min(f_{mc}/FC/\gamma_c; f_{ck}/FC)$
$\gamma_c = 1.26$, coeff. parziale di sicurezza relativo al cls allo SLOperativita	
	$f_{cd} = 40.38 \text{ N/mm}^2$;

Acciaio per getti in opera

Come per il calcestruzzo, anche le caratteristiche meccaniche dell'acciaio sono state condotte considerando la procedura fornita dalle linee guida per la determinazione dei parametri di progetto.

Oltre ai risultati ottenuti dalle prove distruttive eseguite sulle barre prelevate sulla struttura esistente, si è ritenuto opportuno includere i risultati ottenuti dalle prove non distruttive eseguite mediante sclerometro LEEB. Tale strumento permette la determinazione della durezza di Brinell che attraverso una procedura codificata dalla UNI EN ISO 18265, restituisce una stima del valore a rottura dell'acciaio analizzato. Il valore a snervamento dell'acciaio è stato ricavato dividendo il valore a rottura per il rapporto tra la resistenza a rottura e quella a snervamento prevista da normativa per l'acciaio B450C (coeff.=1.2) delle barre per cemento armato.

Tabella C8.5.1 -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

I valori di resistenza adottati, opportunamente ridotti per il fattore di confidenza, sono quelli medi riportati nella tabella.

Come precedente indicato si ipotizza a favore di sicurezza un livello di conoscenza LC1 con un fattore di confidenza FC=1.35.

Muratura esistente in mattoni semipieni e malta cementizia

Resistenza minima a compressione della muratura	$f_m = 2.6$ MPa;
Resistenza minima a taglio della muratura	$\tau_0 = 0.05$ MPa;
Modulo di elasticità normale medio	$E = 1500$ MPa;
Modulo di elasticità tangenziale medio	$G = 500$ MPa;

Si è deciso inoltre di assegnare in fase di progetto un coefficiente correttivo della muratura relativo all'intonaco armato nelle verifiche in cui, a favore di sicurezza, è stata condotta una verifica considerando la parete in c.a. in progetto come un intervento di intonaco armato applicato alla muratura esistente. Agendo solo su una faccia della muratura, il coefficiente amplificativo è stato assunto pari a 1.25, ovvero la metà di quello riportato in normativa.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

(*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a-posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

(**) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione f_m superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0,15}$ (f_m in N/mm²).

(****) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

MATERIALI NUOVICalcestruzzo per cordoli e soletta impalcato

Classe di esposizione:
 Classe di resistenza minima del c.l.s.:
 Lavorabilità, Slump:

C35/45

XD3
 C35/45;
 S5.

Caratteristiche meccaniche del c.l.s. C35/45:

Resistenza Caratteristica Cubica a Compressione
 Resistenza Caratteristica Cilindrica a Compressione di Calcolo
 Resistenza media a trazione
 Resistenza Caratteristica a Trazione
 Modulo Elastico
 Coefficiente di Poisson
 Coefficiente di dilatazione termica
 Resistenza di calcolo a compressione del cls
 $\alpha_{cc} = 0.85$, coeff. riduttivo per le resistenze di lunga durata;
 $\gamma_c = 1.50$, coeff. parziale di sicurezza relativo al cls.
 Resistenza di calcolo a trazione del cls
 $\gamma_c = 1.50$, coeff. parziale di sicurezza relativo al cls.

$R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$;
 $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$;
 $f_{ctm} = 3.20 \text{ N/mm}^2$;
 $f_{ctk} = 2.25 \text{ N/mm}^2$;
 $E = 34077 \text{ N/mm}^2$;
 $\nu = 0.20$;
 $\alpha = 1 \times 10^{-5}$;
 $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$;

$f_{cd} = 19.8 \text{ N/mm}^2$;
 $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$;

$f_{ctd} = 1.5 \text{ N/mm}^2$;

Acciaio per armature da cemento armato B450CCaratteristiche meccaniche dell'acciaio B450C:

Tipo di acciaio
 Tensione nominale di snervamento
 Tensione nominale di rottura
 Tensione caratteristica di snervamento
 Tensione caratteristica di rottura
 Rapporto $(f_t/f_y)_k$
 Rapporto $(f_y/f_{y,nom.})_k$
 Allungamento
 Tensione di calcolo dell'acciaio
 $\gamma_c = 1.15$, coeff. parziale di sicurezza relativo all'acciaio

B450C;
 $f_{y,nom.} = 450 \text{ N/mm}^2$;
 $f_{t,nom.} = 540 \text{ N/mm}^2$;
 $f_{y,k} \geq f_{y,nom.}$;
 $f_{t,k} \geq f_{t,nom.}$;
 $1.15 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1.35$;
 $(f_y/f_{y,nom.})_k \leq 1.25$;
 $(A_{gt})_k \geq 7.5\%$;
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$;
 $f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$;

f) Criteri di progettazione e di modellazione

La struttura è stata modellata e verificata assumendo un comportamento NON dissipativo ai sensi delle NTC2018. Per tale motivo è stato assunto un fattore di comportamento pari a $q=1.5$ in entrambe le direzioni.

➤ Classe di duttilità:	Comportamento non dissipativo
➤ Fattore di struttura in direzione x	$q_x= 1.5$
➤ Fattore di struttura in direzione y	$q_y= 1.5$

Si riportano le deformate del modo di vibrare prevalente in direzione X (parallelo all'asse di percorrenza del ponte) e del modo di vibrare prevalente in direzione Y (perpendicolare all'asse di percorrenza del ponte) relativamente allo stato di progetto.

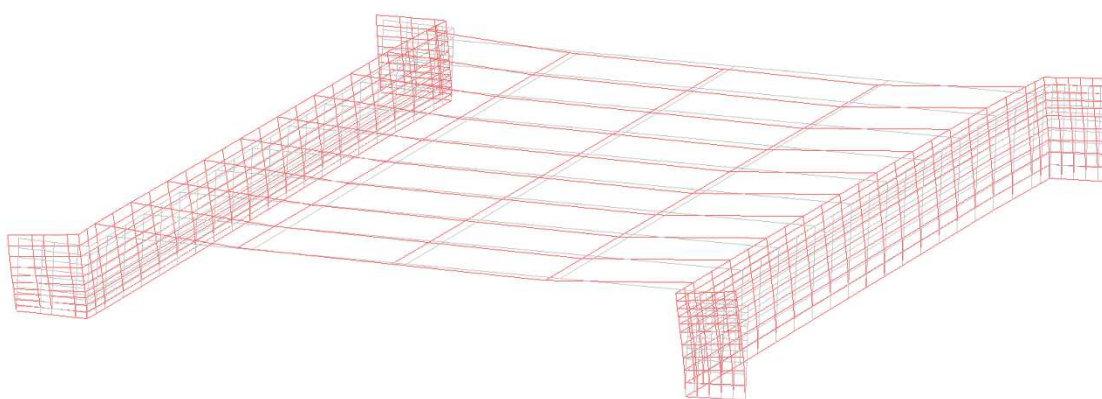


Fig.5 Deformata prevalentemente traslazione in dir. X

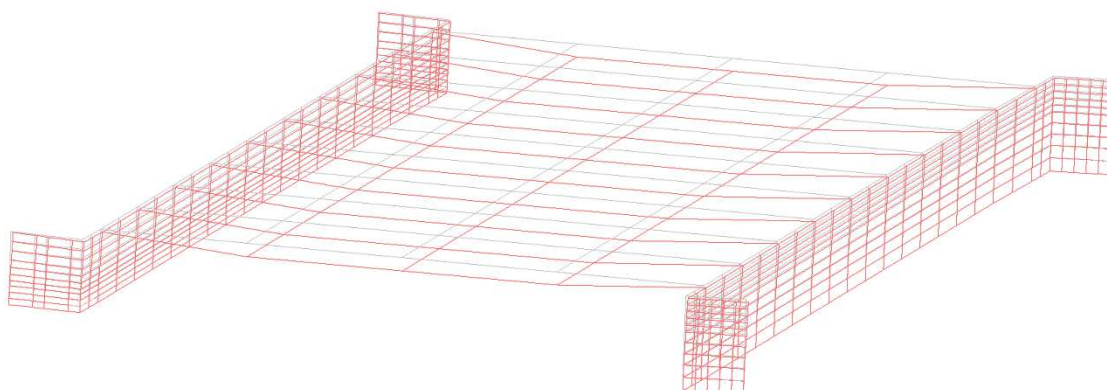


Fig.6 Deformata prevalentemente traslazione in dir. Y

Il modello di calcolo è stato realizzato utilizzando il software Namirial CMP ver. 33.0.2.8, prodotto da Namirial s.p.a. e solutore Xfinest versione 2023.

Il programma è un solutore agli E.F. (Elementi Finiti) capace di modellare strutture di forma qualunque, comunque caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare.

Con CMP si possono modellare in grafica interattiva strutture spaziali o piane costituite da elementi monodimensionali e bidimensionali quali travi, pilastri, setti, solette, reticoli di fondazione, platee, plinti/pali, pareti contro terra, nuclei irrigidenti, strutture reticolari, serbatoi, cupole e altre strutture meno comuni realizzate anche con materiali diversi.

Le strutture possono avere nodi con qualsiasi tipo di vincolo esterno (anche elastico), aste con eventuali svincolamenti d'estremità completamente definibili, aste su suolo elastico, elementi bidimensionali (a tre o a quattro nodi) membranali, flessionali o su suolo elastico.

La struttura di progetto è stata schematizzata con un telaio spaziale (i nodi conservano 6 gradi di libertà).

L'impalcato è stato considerato rigido solamente all'interno di ciascuna campata del modello di calcolo. Tale assunzione deriva dall'ipotesi di collegamento tra travi prefabbricate e soletta in c.a. e dalla presenza dei giunti di dilatazione in corrispondenza delle travi pulvino e delle spalle laterali. Per semplicità di calcolo si è scelto di non modellare direttamente la soletta in c.a. rinforzata, ma di applicare dei vincoli master-slave ai nodi delle campate in modo da simulare il comportamento a piastra della soletta nel piano.

Le spalle laterali nello stato di progetto (costituite da pareti in muratura rinforzate mediante parete in c.a.) sono state modellate mediante elementi finiti bidimensionale tipo "shell. Per la modellazione delle pareti rinforzate si è deciso di inserire nel modello un nuovo materiale con le proprietà meccaniche della muratura esistente e spessore complessivo pari alla somma degli spessori dei due materiali. Per tener conto del diverso peso specifico dei materiali è stato imposto un valore fittizio del peso specifico calcolato come media pesata dei singoli pesi specifici relazionati ai due diversi spessori. In fase progettuale si è scelto di modellare le spalle in muratura rinforzata con le proprietà della muratura invece che quella del c.a. ipotizzando di fatto che per le azioni verticali le pareti si comportino come un unico materiale assumendo, a favore di sicurezza, le proprietà meccaniche del materiale meno performante. Sono inoltre previste delle connessioni trasversali costituite da barre resinate alla muratura in ragione di 4 barre al m² tali da assicurare un comportamento d'insieme dell'elemento ed una efficace connessione trasversale.

Per quanto riguarda le azioni verticali derivanti dal modello di calcolo, la verifica delle spalle è stata condotta ipotizzando una sezione in muratura di spessore pari a 56 cm, considerando di fatto la spalla come una muratura rinforzata con intonaco armato di grande spessore. Per quanto riguarda invece le azioni spingenti del terreno si è deciso di fare riferimento a favore di sicurezza alla sola parete in c.a., trascurando l'effetto stabilizzante della muratura. La parete in c.a. di fatto funge da muro di sostegno nello stato di progetto.

Tra la muratura e le travi precomprese in c.a.p, è presente una trave in c.a.. Tale elemento è stato modellato mediante elementi tipo shell.

Le travi prefabbricate, che nella realtà risultano appoggiate alle spalle laterali sono state schematizzate appunto come elementi beam incernierati agli estremi.

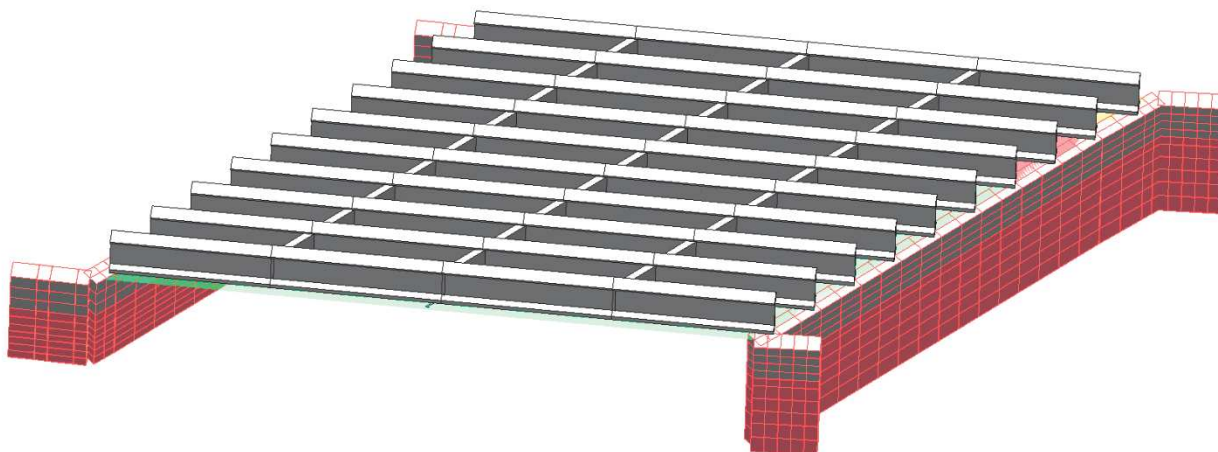


Fig.7 Vista solida del modello di calcolo

Non è stato possibile verificare in fase di rilievo, l'effettivo collegamento tra la soletta e le travi prefabbricate sottostanti. In fase di progetto sono stati pertanto previsti dei connettori di collegamento aggiuntivi in corrispondenza delle travi prefabbricate che collegheranno ulteriormente tali elementi alla soletta esistente e alla soletta superiore di rinforzo.

La verifica delle travi prefabbricate viene invece eseguita mediante software di calcolo separato. È stato eseguito un sondaggio sulle travi prefabbricate finalizzato alla determinazione dell'armatura precompressa presente all'interno della sezione.

Lo schema statico adottato è quello di struttura portante a telaio in cemento armato con pareti incastrate alla base.

I carichi sono stati assegnati generalmente tramite le travi principali su cui scarica l'impalcato da ponte; le membrature orizzontali (travi e solai) e i pilastri sono stati considerati con il loro peso calcolato in via automatica dal programma di calcolo.

La modellazione delle azioni statiche sulla struttura, con distinzione in carichi permanenti, accidentali segue le indicazioni di normativa. I carichi distribuiti sono generalmente trasferiti sulle travi principali per mezzo di "elementi solaio" che terminano su di esse. Gli elementi tipo "solaio" in CMP non sono propriamente degli elementi finiti (in quanto sono elementi del tutto privi di rigidità), ma sono elementi geometrici che hanno il compito di distribuire sugli elementi "beam" i carichi di superficie ad essi assegnati. Tali elementi sono stati utilizzati anche per assegnare alla struttura le masse sismiche generate in automatico sui nodi collegati dall'elemento, una volta definiti i carichi di superficie e l'orientamento, informazioni necessarie per la determinazione delle aree di influenza calcolate in automatico dal software.

L'azione sismica è applicata per via modale con il metodo degli spettri di risposta da normativa.

g) Principali combinazioni delle azioni

Come precedentemente descritto le verifiche allo SLU sono state condotte secondo le “Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti (Allegate al parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n.54/2022, espresso dall’assemblea generale in data 10.06.2022)” al fine di verificare lo stato limite di Operatività della struttura.

In particolare per la determinazione della domanda agli stati limite ultimi è impiegata la combinazione fondamentale (1), per la domanda agli stati limite di esercizio la combinazione caratteristica (2), per la domanda sismica la combinazione (3).

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + (\dots) \quad (1)$$

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + (\dots) \quad (2)$$

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + (\dots) \quad (3)$$

Per i coefficienti di combinazione Ψ si è fatto riferimento alla tabella 5.1.VI del capitolo 5 delle Norme Tecniche riportata di seguito.

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

I coefficienti parziali di sicurezza γ_g nel caso di verifiche di transitabilità e operatività possono assumere i valori dei fattori parziali dei carichi permanenti riportati in Tabella 6.3.2 delle Linee guida di seguito riportata. Nel caso specifico si farà riferimento alle “condizioni Standard” pertanto il γ_g è assunto pari a 1.26.

Tabella 6.3.2– Fattori parziali di sicurezza per i carichi permanenti, γ_G per verifiche di transitabilità e operatività

CLASSE DI CONSEGUENZA	(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	1.26	1.16	1.10

Per i carichi variabili da traffico invece, si assumono i valori dei coeff. parziali di sicurezza riportati in tabella 6.4.

Tabella 6.3.4– Fattori parziali di sicurezza considerando come azioni principali le azioni variabili da traffico

Classe di conseguenza	Tempo di riferimento tref	Fattori parziali per le azioni variabili da traffico, γ_Q
CC3	5 anni (ponte TRANSITABILE, § 6.1.5.3)	1.20
	30 anni (ponte OPERATIVO, § 6.1.5.2)	1.20

Gli involuipi delle sollecitazioni di calcolo sono stati definiti massimizzando di volta in volta gli effetti dei carichi variabili forniti dalla normativa in merito alle corsie convenzionali di calcolo.

Di seguito si illustrano le principali combinazioni fra i differenti CdC elementari.

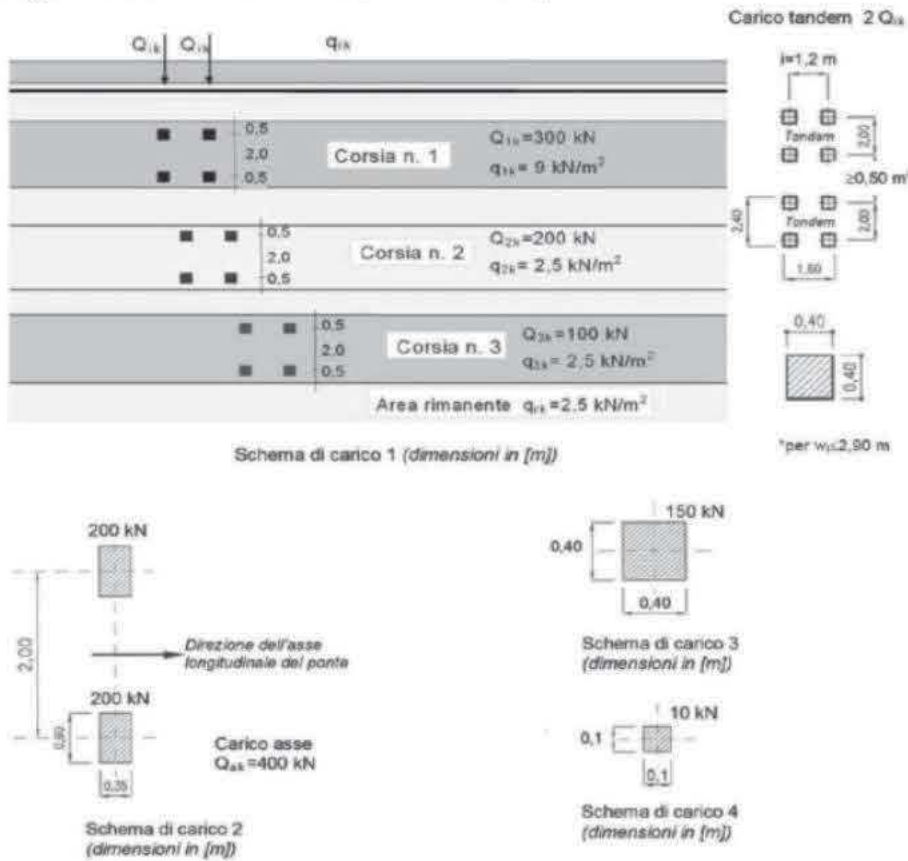
Carico da traffico

NTC2018

5.1.3.3.5 Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo è quello massimo compatibile con la larghezza della superficie carrabile, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna corsia in 3,00 m.

Fig. 5.1.2 -Schemi di carico 1 – 5 (dimensioni in m)



Come si evince dagli schemi di carico da normativa, è necessario definire le corsie convenzionali presenti sull'impalcato da ponte secondo lo schema seguente (NTC18 5.1.3.3.2).



La larghezza della superficie carrabile w , assunta come distanza trasversale compresa tra le barriere di sicurezza presenti è pari a circa 861 cm. Secondo la tabella 5.1.1 delle NTC2018, si definiscono i seguenti parametri convenzionali:

- larghezza superficie carrabile $> 600 \text{ cm}$
- numero di corsie convenzionali: $n_1 = \text{int}(861/3) = 2.00$
- larghezza corsia convenzionale = 300 cm
- Larghezza zona rimanente = 261 cm

Tab. 5.1.I - Numero e larghezza delle corsie

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

Frenamento

5.1.3.5 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE: q_3

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad [5.1.4]$$

essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

L'azione da frenamento è stata inserita nel modello applicando un carico distribuito sulle travi la cui risultante è pari a:

$$R_x = 0.6 * (2 * 300) + 0.1 * 9 * 8.6 * 18.30 = 501 \text{ KN}$$

Tale risultante è stata applicata per semplicità come carico ripartito sulle travi longitudinali modellate.

Di seguito si riportano le vista della struttura con evidenziati i carichi applicati per ciascun cdc (caso di carico) elementare.

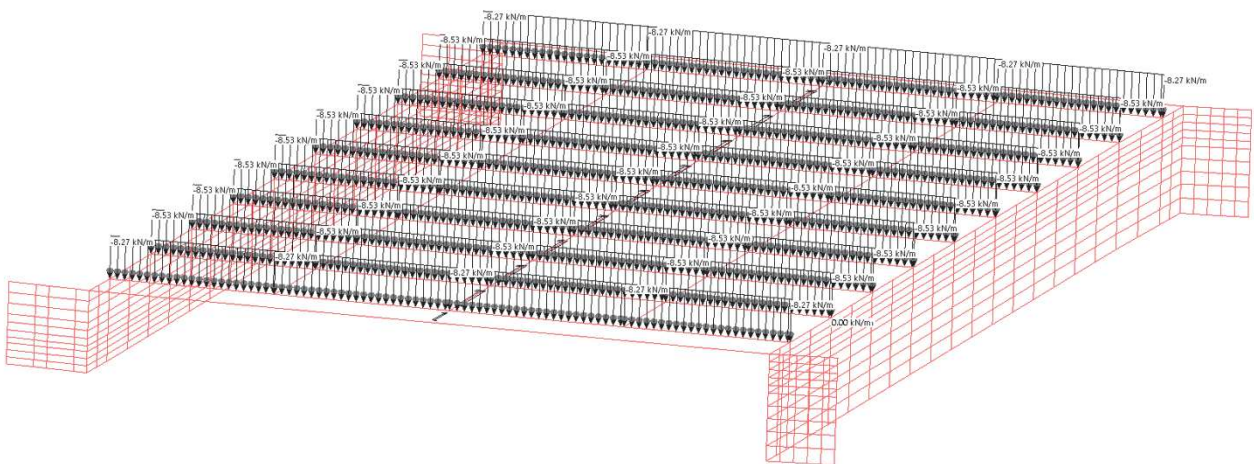


Fig.8 pesi propri degli elementi strutturali – CdC 1 [kN/m]

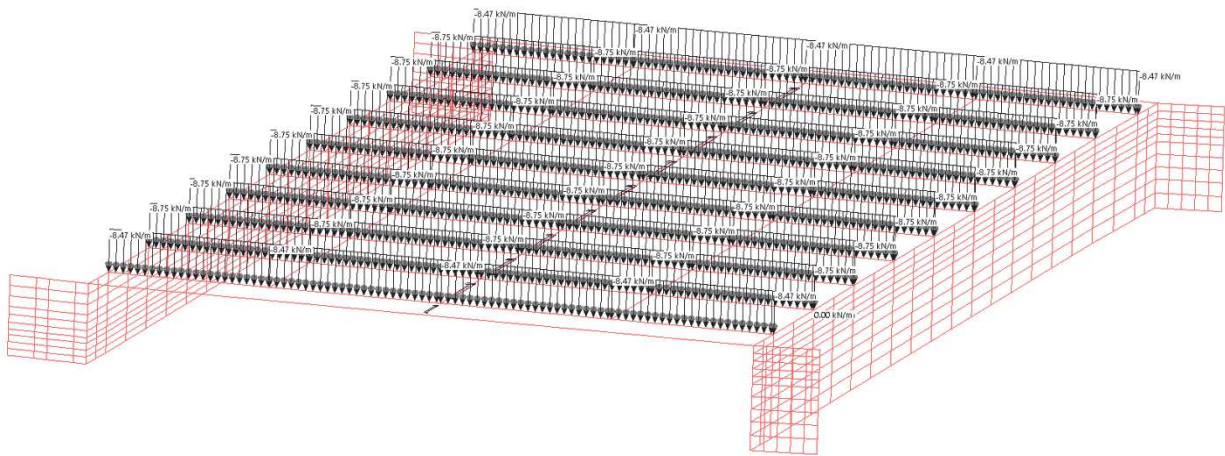


Fig.9 pesi propri degli elementi NON strutturali – CdC 2 [kN/m]

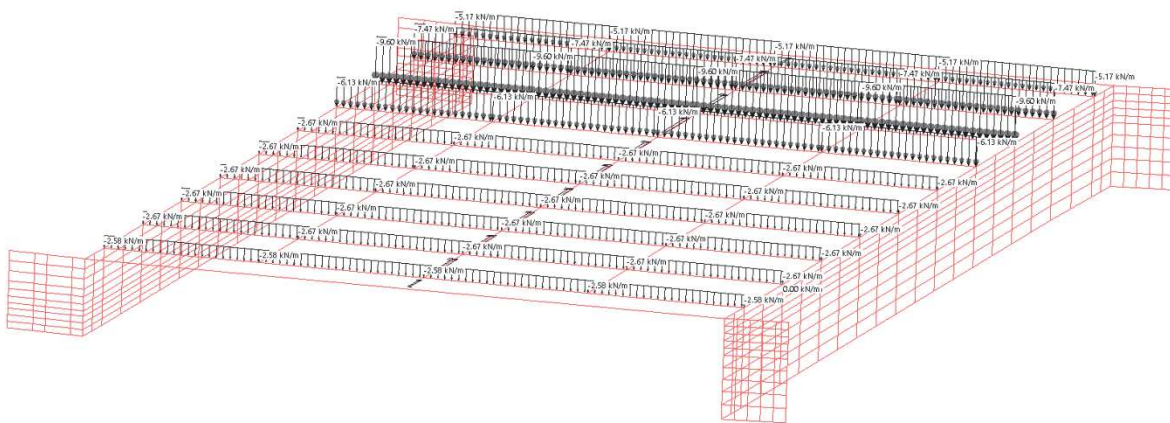


Fig.10 sovraccarichi variabili ponte Schema 1 distribuito – CdC 3 [kN/m]

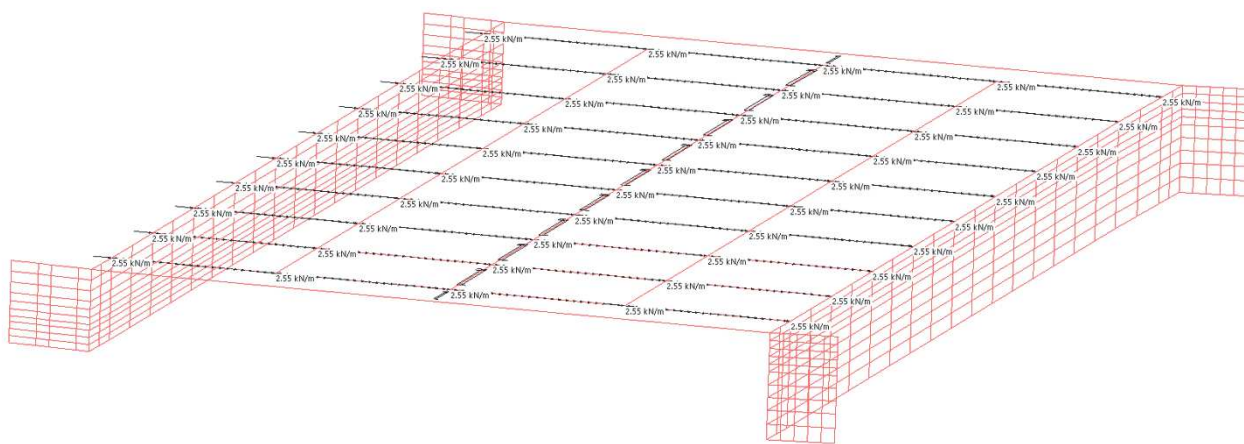


Fig.11 azione da frenamento – CdC 4 [kN/m]

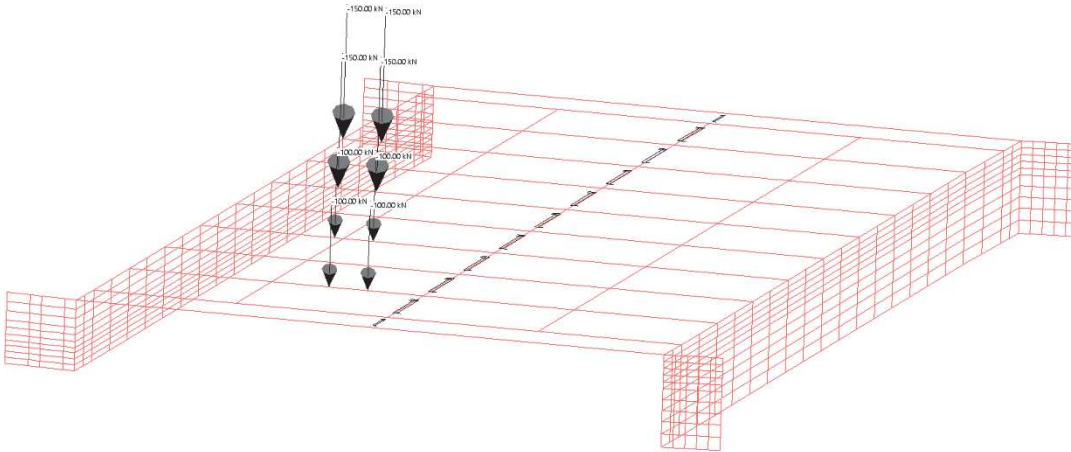


Fig.12 Schema di carico 1- carico mobile tandem pos.1- CdC 5 [kN]

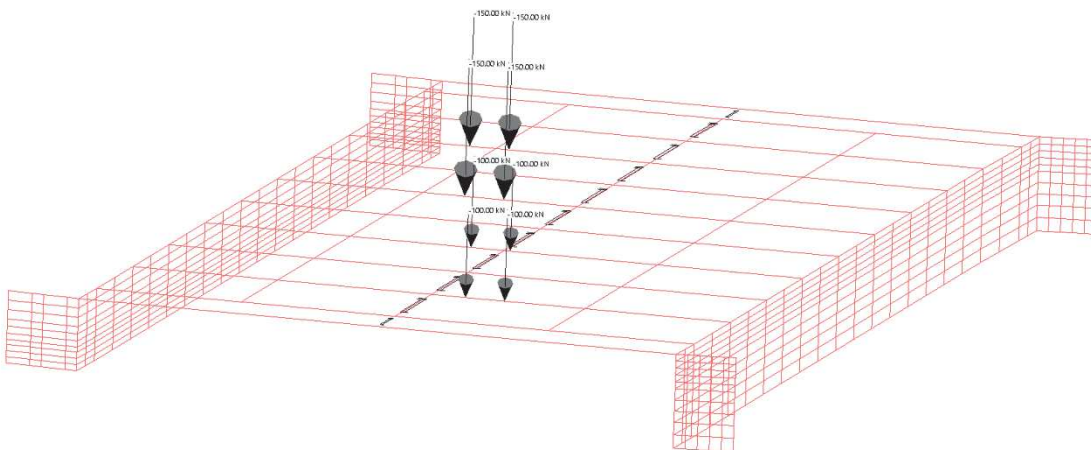


Fig.13 Schema di carico 1- carico mobile tandem pos.2- CdC 6 [kN]

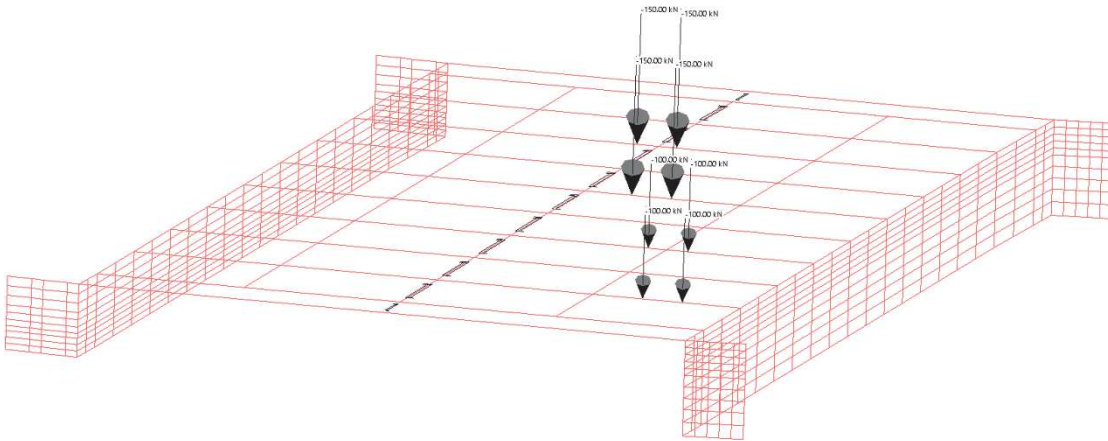


Fig.14 Schema di carico 1- carico mobile tandem pos.3- CdC 7 [kN]

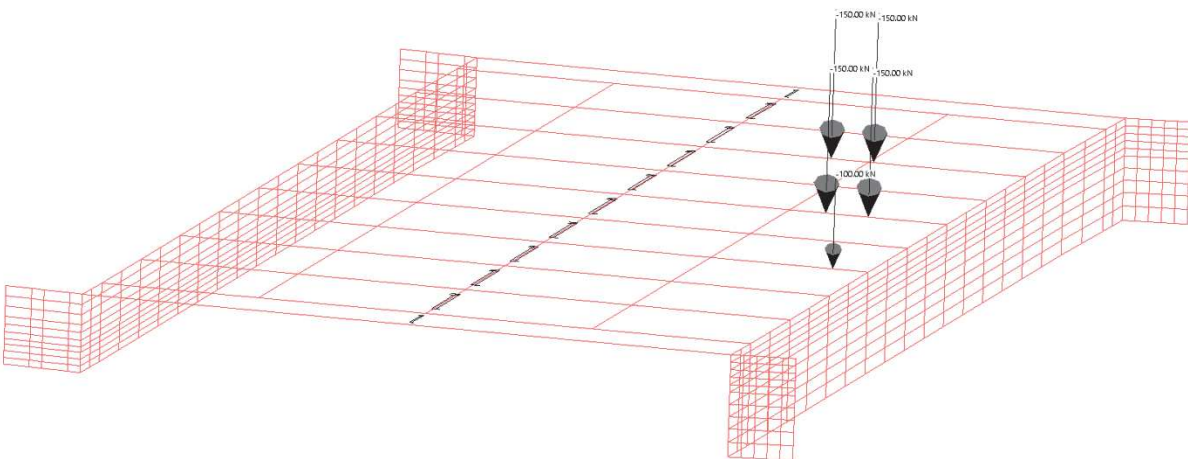


Fig.15 Schema di carico 1- carico mobile tandem pos.4- CdC 8 [kN]

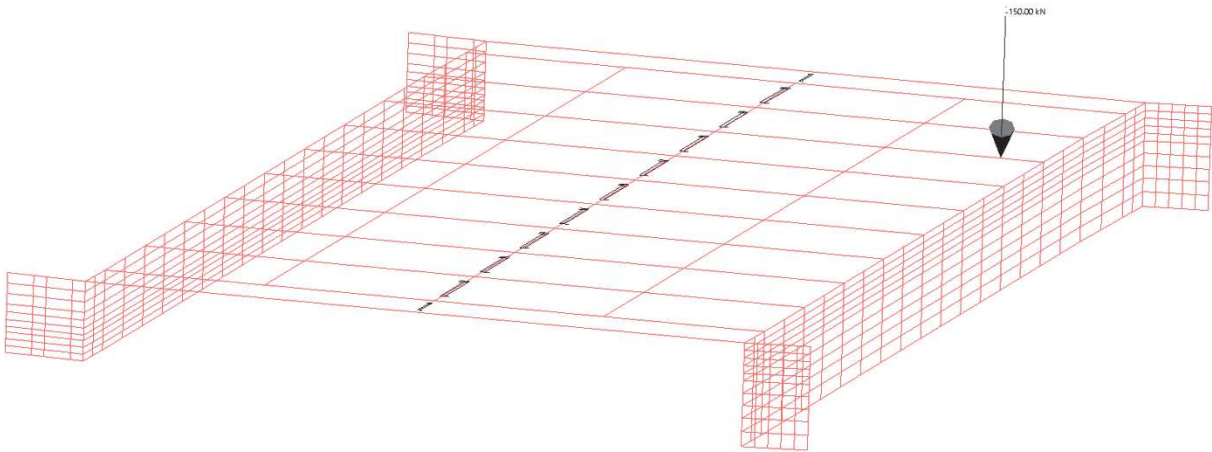


Fig.16 Schema di carico 1- carico mobile tandem pos.5- CdC 9 [kN]

Sisma

Sono stati considerati 2 cdc sismici (massima azione sismica in una direzione + 30% nella direzione ortogonale).

Si riportano di seguito gli involuppi di calcolo usati per la verifica allo Stato limite di Operatività e Salvaguardia della vita SLV per la valutazione dell'indice di rischio sismico.

- ~SL18 SL_Operatività_Ponti_NTC18 STR SLV

Descrizione involuppo “~SL18 SL_Operatività_Ponti_NTC18 STR SLV”

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di involuppo automatiche

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
Involuppo	~SL18 SL_Operatività_Ponti_NTC18 STR SLV 1	Perm.non Contemp.	1	1	1
Involuppo	~SL18 SL_Operatività_Ponti_NTC18 STR SLV 2	Perm.non Contemp.	1	1	1
Involuppo	~SL18 SL_Operatività_Ponti_NTC18 STR SLV 3	Perm.non Contemp.	1	1	1

Descrizione degli involuppi contenuti nell'involuppo “~SL18 SL_Operatività_Ponti_NTC18 STR SLV”

Descrizione involuppo “~SL18 SL_Operatività_Ponti_NTC18 STR SLV 1”:

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	CdC n. 1 pesi propri	Permanente		1	1.26051
CdC elem. 2St	CdC n. 2 perm NS	Permanente		0	1.26
CdC elem. 3St	CdC n. 3 variabile ponte	Var.Contemporanea	1	0	0.48
CdC elem. 4St	CdC n. 4 Frenamento	Variabile		0	1.2
CdC elem. 5St	Carico mobile Schema 1 n°1	Var.non Contemp.	5	0	0.9
CdC elem. 6St	Carico mobile Schema 1 n°2	Var.non Contemp.	5	0	0.9
CdC elem. 7St	Carico mobile Schema 1 n°3	Var.non Contemp.	5	0	0.9
CdC elem. 8St	Carico mobile Schema 1 n°4	Var.non Contemp.	5	0	0.9
CdC elem. 9St	Carico mobile Schema 1 n°5	Var.non Contemp.	5	0	0.9

Descrizione involuppo “~SL18 SL_Operatività_Ponti_NTC18 STR SLV 2”:

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	CdC n. 1 pesi propri	Permanente		1	1.26051
CdC elem. 2St	CdC n. 2 perm NS	Permanente		0	1.26
CdC elem. 3St	CdC n. 3 variabile ponte	Var.Contemporanea	1	0	1.2
CdC elem. 4St	CdC n. 4 Frenamento	Variabile		0	1.2
CdC elem. 5St	Carico mobile Schema 1 n°1	Var.non Contemp.	5	0	0.9
CdC elem. 6St	Carico mobile Schema 1 n°2	Var.non Contemp.	5	0	0.9
CdC elem. 7St	Carico mobile Schema 1 n°3	Var.non Contemp.	5	0	0.9
CdC elem. 8St	Carico mobile Schema 1 n°4	Var.non Contemp.	5	0	0.9
CdC elem. 9St	Carico mobile Schema 1 n°5	Var.non Contemp.	5	0	0.9

Descrizione involuppo “~SL18 SL_Operatività_Ponti_NTC18 STR SLV 3”:

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	CdC n. 1 pesi propri	Permanente		1	1.26051
CdC elem. 2St	CdC n. 2 perm NS	Permanente		0	1.26
CdC elem. 3St	CdC n. 3 variabile ponte	Var.Contemporanea	1	0	0.48
CdC elem. 4St	CdC n. 4 Frenamento	Variabile		0	1.2
CdC elem. 5St	Carico mobile Schema 1 n°1	Var.non Contemp.	5	0	1.2
CdC elem. 6St	Carico mobile Schema 1 n°2	Var.non Contemp.	5	0	1.2
CdC elem. 7St	Carico mobile Schema 1 n°3	Var.non Contemp.	5	0	1.2
CdC elem. 8St	Carico mobile Schema 1 n°4	Var.non Contemp.	5	0	1.2
CdC elem. 9St	Carico mobile Schema 1 n°5	Var.non Contemp.	5	0	1.2

DESCRIZIONE SET INVILUPPI DI VERIFICA "SL18_sisma"

E' costituito dai seguenti involuppi:

- **SL18 Sisma STR SLV****Descrizione involuppo "SL18 Sisma STR SLV"**

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di involuppo automatiche

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
Involuppo	~SL18 Sisma SLU Sism. Orizz. 1	Perm.non Contemp.	1	1	1
Involuppo	~SL18 Sisma SLU Sism. Orizz. 2	Perm.non Contemp.	1	1	1

Descrizione degli involuppi contenuti nell'involuppo "SL18 Sisma STR SLV"

Descrizione involuppo "~SL18 Sisma SLU Sism. Orizz. 1":

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	CdC n. 1 pesi propri	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	CdC n. 2 perm NS	Permanente		0.8	1
CdC elem. 3St	CdC n. 3 variabile ponte	Variabile		0	0
CdC elem. 4St	CdC n. 4 Frenamento	Variabile		0	0
CdC elem. 5St	Carico mobile Schema 1 n°1	Var.non Contemp.	5	0	0
CdC elem. 6St	Carico mobile Schema 1 n°2	Var.non Contemp.	5	0	0
CdC elem. 7St	Carico mobile Schema 1 n°3	Var.non Contemp.	5	0	0
CdC elem. 8St	Carico mobile Schema 1 n°4	Var.non Contemp.	5	0	0
CdC elem. 9St	Carico mobile Schema 1 n°5	Var.non Contemp.	5	0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLV X Dx	Var.non Contemp.	6	-1	1
CdC elem. 6Dy	Sisma SLV X Sx	Var.non Contemp.	6	-1	1
CdC elem. 7Dy	Sisma SLV Y Dx	Var.non Contemp.	7	-0.3	0.3
CdC elem. 8Dy	Sisma SLV Y Sx	Var.non Contemp.	7	-0.3	0.3

Descrizione involuppo "~SL18 Sisma SLU Sism. Orizz. 2":

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	CdC n. 1 pesi propri	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	CdC n. 2 perm NS	Permanente		0.8	1
CdC elem. 3St	CdC n. 3 variabile ponte	Variabile		0	0
CdC elem. 4St	CdC n. 4 Frenamento	Variabile		0	0
CdC elem. 5St	Carico mobile Schema 1 n°1	Var.non Contemp.	5	0	0
CdC elem. 6St	Carico mobile Schema 1 n°2	Var.non Contemp.	5	0	0
CdC elem. 7St	Carico mobile Schema 1 n°3	Var.non Contemp.	5	0	0
CdC elem. 8St	Carico mobile Schema 1 n°4	Var.non Contemp.	5	0	0
CdC elem. 9St	Carico mobile Schema 1 n°5	Var.non Contemp.	5	0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLV X Dx	Var.non Contemp.	6	-0.3	0.3
CdC elem. 6Dy	Sisma SLV X Sx	Var.non Contemp.	6	-0.3	0.3
CdC elem. 7Dy	Sisma SLV Y Dx	Var.non Contemp.	7	-1	1
CdC elem. 8Dy	Sisma SLV Y Sx	Var.non Contemp.	7	-1	1

h) Metodo di analisi seguito

L'edificio in oggetto è stato sottoposto ad ANALISI STATICA ed ad ANALISI LINEARE DINAMICA (analisi dinamica modale), prendendo in considerazione n. 20 modi di vibrare (e relative masse sismiche movimentate); il programma di calcolo utilizzato effettua n. 4 analisi modali differenti, assegnando di volta in volta l'eccentricità al baricentro delle masse in direzione $\pm X$ e $\pm Y$ (l'analisi per il sisma verticale in questo caso è stato trascurato in quanto l'edificio non ricade nelle tipologie specificate nel §7.2.1 del D.M. 17/01/2018).

Il metodo di combinazione modale è il cosiddetto metodo CQC (combinazione quadratica completa) così definita:

- I contributi derivanti dai singoli modi sono combinati tenendo conto del segno delle singole componenti modali. La generica componente U_i della risposta sismica è data da una combinazione quadratica delle componenti U_{ij} ($j=1, N.\text{modi}$) in cui i coefficienti di combinazione fra due modi distinti dipendono dai coefficienti di smorzamento dei due modi e dal rapporto fra le due frequenze. Se non vengono assegnati smorzamenti modali, i risultati forniti da questo metodo coincidono con quelli del metodo RMS.

La massa movimentata è calcolata in percentuale sulla massa totale applicata ai gradi di libertà dei nodi non vincolati, e si raggiunge circa 90% della massa movimentabile in dir. X e circa 90% della massa movimentabile in dir. Y considerando 20 modi di vibrare.

Di seguito un riepilogo dei risultati dell'analisi modale, con evidenziate la % di massa partecipante totale e i periodi propri della struttura, per ogni direzione di azione dell'azione sismica.

MxTot%	91.8964	93.0855	93.3294	91.9269
MyTot%	92.9838	91.3171	92.9432	92.6281

Periodi Fondamentali Struttura:
 Sisma x: T = 0.24364 s, Lancio n°3, Modo n°4
 Sisma y: T = 0.057755 s, Lancio n°4, Modo n°12

i) Criteri di verifica agli Stati Limite

Nell'ambito di verifica degli elementi strutturali che costituiscono la struttura oggetto della presente relazione, si sono effettuate verifiche allo stato limite di ultimo in termini di resistenza alle azioni orizzontali e verticali di progetto definite nei paragrafi precedenti di tutti gli elementi finiti che costituiscono il modello di calcolo, considerando la sezione reagente più sollecitata.

Si rimanda al paragrafo m) per le verifiche effettuate sui seguenti elementi strutturali:

- Verifica soletta esistente
- Verifica cordoli in c.a. per installazione nuova barriera di sicurezza

Secondo quanto riportato nelle "Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti - par.6.3.5.3", trattandosi di struttura in classe d'uso III, le verifiche allo SLE possono essere omesse.

Per quanto riguarda la verifica del cordolo laterale necessario per l'installazione delle nuove barriere stradali, si precisa che, come riportato nei quaderni ANAS di riferimento e nelle NTC2018, l'azione da urto è considerata come una azione eccezionale e pertanto i coefficienti parziali di sicurezza dei materiali saranno assunti unitari, in particolare per la verifica della connessione tra il nuovo cordolo e la struttura esistente.

j) Configurazioni deformate e caratteristiche di sollecitazione

Analisi statiche – elenco casi di carico

DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI STATICHE

Il peso proprio degli Elementi tipo Beam e tipo Shell viene calcolato automaticamente in base alle caratteristiche dei materiali, alla geometria degli elementi e ai seguenti parametri:

CdC	= Numero Condizione di Carico Elementare
mltX	= Moltiplicatore del peso proprio in direzione X Globale
mltY	= Moltiplicatore del peso proprio in direzione Y Globale
mltZ	= Moltiplicatore del peso proprio in direzione Z Globale
Tipo	= Tipo di Condizione di Carico (St = Statico, StEq = Sismico Statico Equivalente)
Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2	= coefficienti di combinazione
Ψ_{2s}	= coefficiente di combinazione sismica
φ	= coefficiente per calcolo masse

Nome	CdC	mltX	mltY	mltZ	Tipo	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_{2s}	φ
CdC n. 1 pesi propri	1	0	0	-1	Permanente (St)	1	1	1	1	1
CdC n. 2 perm NS	2	0	0	0	Permanente non strutt (St)	1	1	1	1	1
CdC n. 3 variabile ponte	3	0	0	0	Generico (St)	0.4	0.4	0	0	0
CdC n. 4 Frenamento	4	0	0	0	Generico (St)	1	1	0	0	0
Carico mobile Schema 1 n°1	5	0	0	0	Carichi Mobili (St)	0.75	0.75	0	0	0
Carico mobile Schema 1 n°2	6	0	0	0	Carichi Mobili (St)	0.75	0.75	0	0	0
Carico mobile Schema 1 n°3	7	0	0	0	Carichi Mobili (St)	0.75	0.75	0	0	0
Carico mobile Schema 1 n°4	8	0	0	0	Carichi Mobili (St)	0.75	0.75	0	0	0
Carico mobile Schema 1 n°5	9	0	0	0	Carichi Mobili (St)	0.75	0.75	0	0	0

Di seguito si riportano le rappresentazioni delle configurazioni deformate relative alle singole condizioni di carico (condizioni statiche, condizioni dovute all'azione del vento e condizioni sismiche).

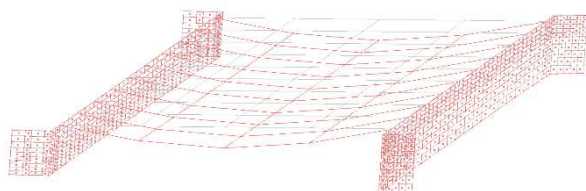


Fig.17 Deformata sotto pesi propri degli elementi strutturali – CdC 1

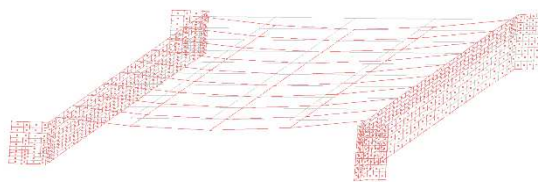


Fig.18 Deformata sotto pesi propri degli elementi NON strutturali – CdC 2

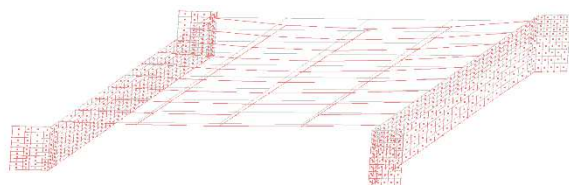


Fig.19 Deformata sotto i sovraccarichi variabili ponte Schema 1 distribuito – CdC 3

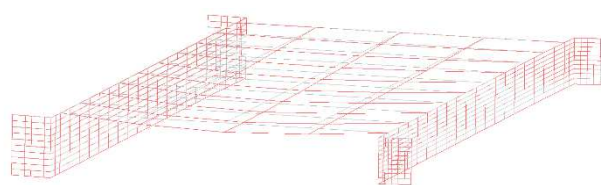


Fig.20 Deformata sotto i sovraccarichi variabili ponte Schema 1A concentrato 1– CdC 5

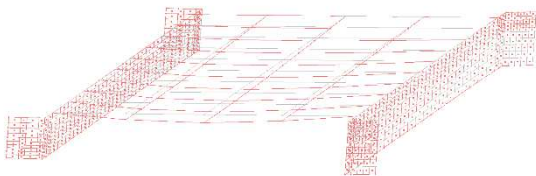


Fig.21 Deformata sotto i sovraccarichi variabili ponte Schema 1A concentrato 2- CdC 6

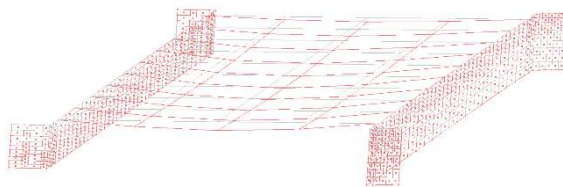


Fig.22 Deformata sotto i sovraccarichi variabili ponte Schema 1A concentrato 3- CdC 7

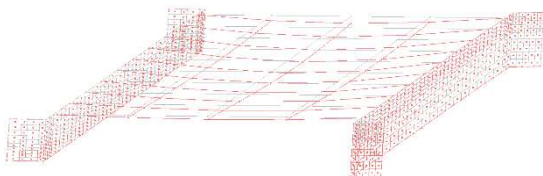


Fig.23 Deformata sotto i sovraccarichi variabili ponte Schema 1A concentrato 4- CdC 8

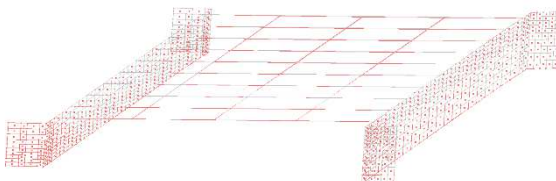


Fig.24 Deformata sotto i sovraccarichi variabili ponte Schema 1A concentrato 5- CdC 9

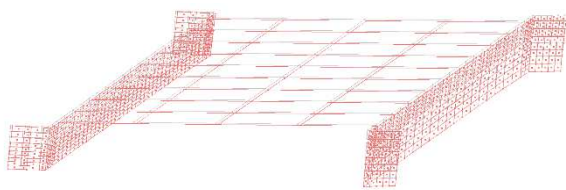


Fig.25 Deformata sotto l'azione di Frenamento- CdC 4

Analisi Dinamiche

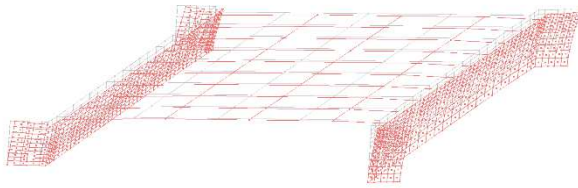


Fig.26 Deformata causata dall'azione del sisma agente in direzione X

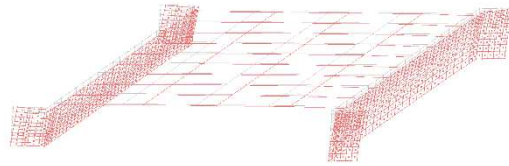


Fig.27 Deformata causata dall'azione del sisma agente in direzione Y

Nelle immagini successive si riportano, in forma grafica, le rappresentazioni delle caratteristiche di sollecitazione per gli elementi strutturali più significativi ovvero i pilastri nella combinazione delle azioni allo SL OPERATIVITA nello stato di progetto.

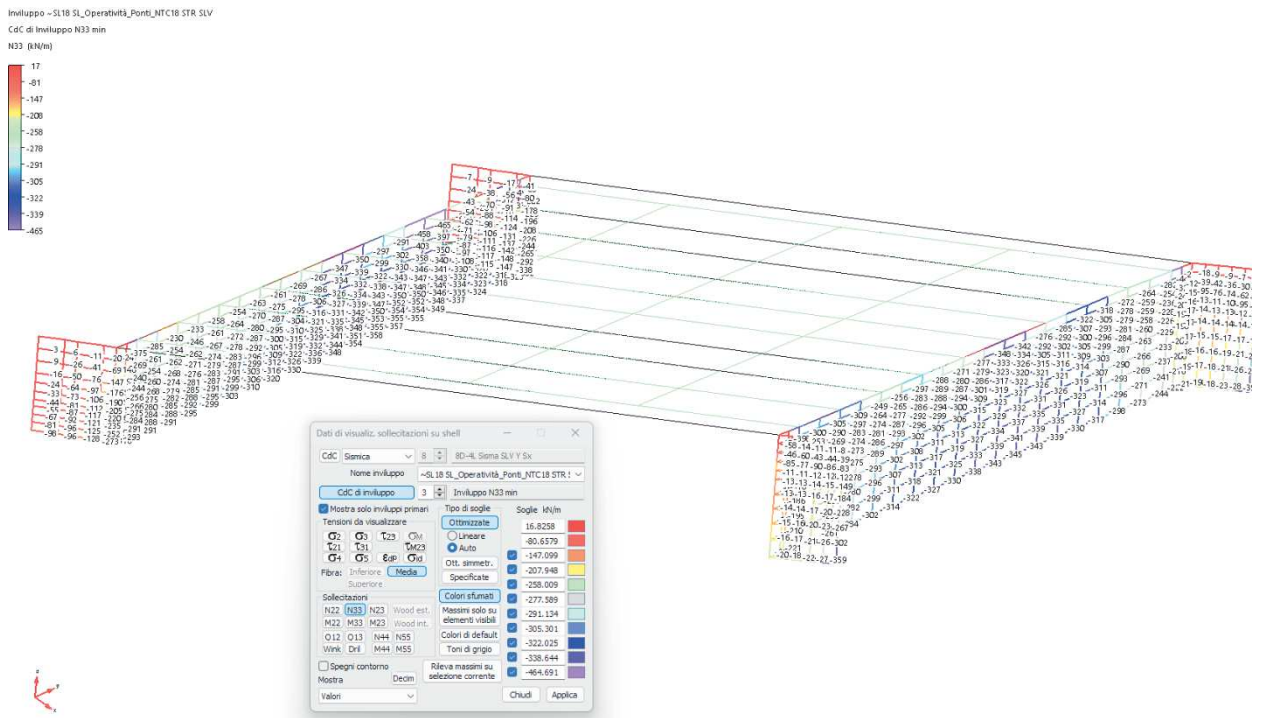


Fig.28 Sforzo assiale N33 min elementi shell [kN]

Involuppo - SL18 SL Operatività_Ponti_NTC18 STR SLV
 Cdc di Involuppo N33 max

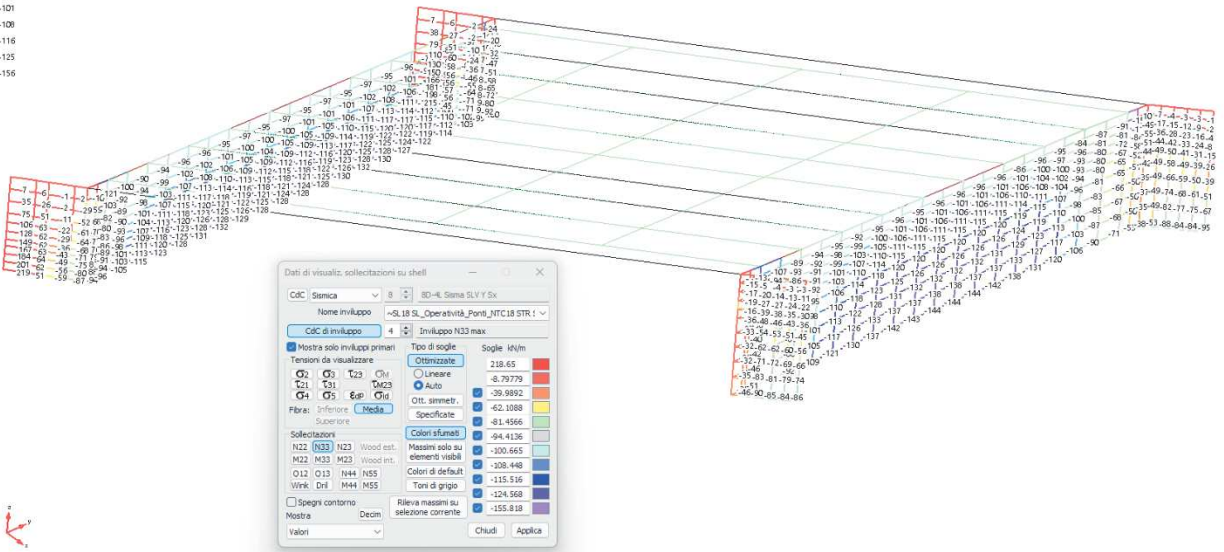
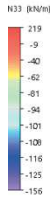


Fig.29 Sforzo assiale N33 max elementi shell [kN]

Involuppo - SL18 SL Operatività_Ponti_NTC18 STR SLV
 Cdc di Involuppo N22 min

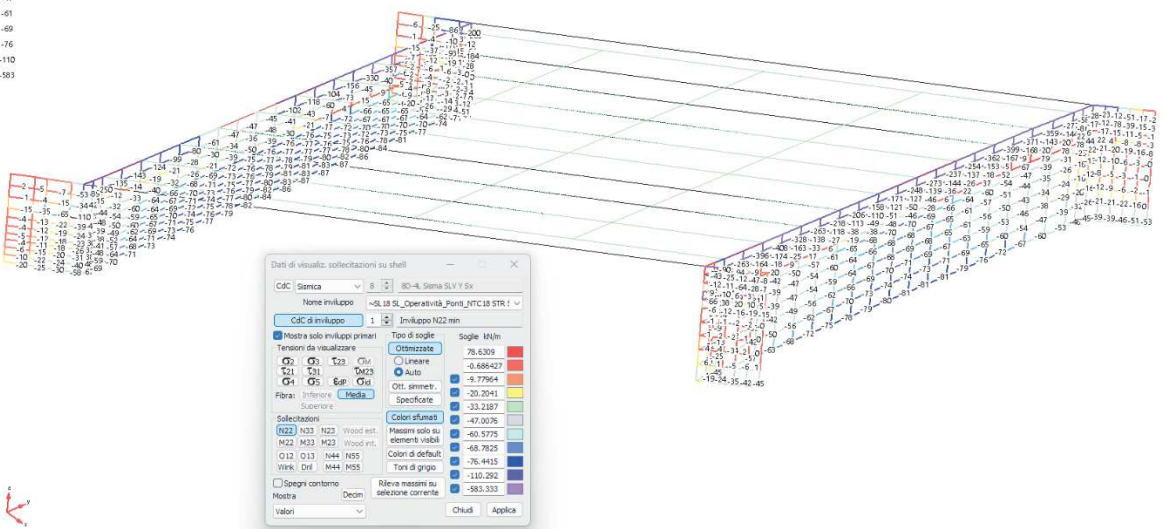
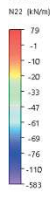
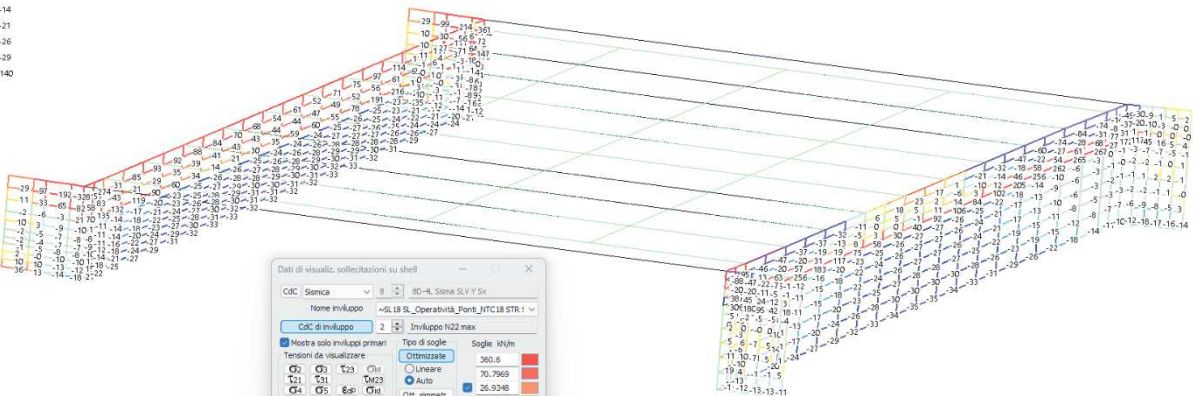
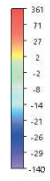


Fig.30 Tensione orizzontale N22 min elementi shell [kN]

Involuppo -S118 SL Operatività_Ponti_NTC18 STR SLV
 Cdc di involucro N22 max

N22 (kN/m)



Dati di visualiz. sollecitazioni su shell

Cdc Semica 8 80-4. Sistema SLV Y Six

Nome involucro -S118 SL Operatività_Ponti_NTC18 STR !

Cdc di involucro 2 Involuppo N22 max

Mostra solo involucri primari

Tensioni da visualizzare: Ottimizzate, Soglie kN/m: 350.6 (red), 70.7969 (orange), 26.9348 (yellow), 2.14862 (green), -1.90089 (blue), -8.06395 (purple), -13.9527 (dark blue), 30.732 (light blue), -35.8617 (dark blue), -39.4731 (purple), -139.613 (dark purple)

Fibra: Inferiore Media Superiore

Selezione: N22 N23 N23 Wood est. M22 M33 M33 Wood int. O12 O13 N44 N55 Wnk Dnl M44 M55

Spegni contorno: Rileva massimi su selezione corrente

Mostra Decim

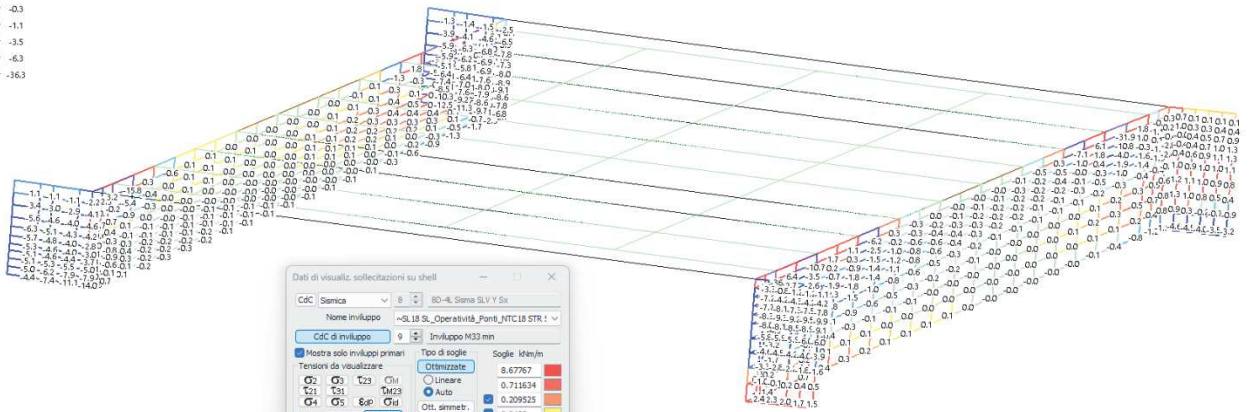
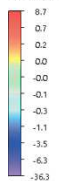
Valori

Chudi Applica

Fig.31 Tensione orizzontale N22 max elementi shell [kN]

Involuppo -S118 SL Operatività_Ponti_NTC18 STR SLV
 Cdc di involucro M33 min

M33 (kNm/m)



Dati di visualiz. sollecitazioni su shell

Cdc Semica 8 80-4. Sistema SLV Y Six

Nome involucro -S118 SL Operatività_Ponti_NTC18 STR !

Cdc di involucro 9 Involuppo M33 min

Mostra solo involucri primari

Tensioni da visualizzare: Ottimizzate, Soglie kN/m: 8.67967 (red), 0.711634 (orange), 0.209525 (yellow), 0.0438 (green), -0.011870 (blue), -0.120546 (purple), -0.326312 (dark blue), -1.12528 (dark blue), -3.45154 (purple), -6.27159 (dark purple), -36.2627 (dark purple)

Fibra: Inferiore Media Superiore

Selezione: N22 N23 N23 Wood est. M22 M33 M33 Wood int. O12 O13 N44 N55 Wnk Dnl M44 M55

Spegni contorno: Rileva massimi su selezione corrente

Mostra Decim

Valori

Chudi Applica

Fig.32 Minime sollecitazioni flettenti M33 min [kNm]

Involuppo - SL18 SL Operabilità_Ponti_HTC18 STR SLV

Cdc di involucro M33 max

M33 [kNm/m]

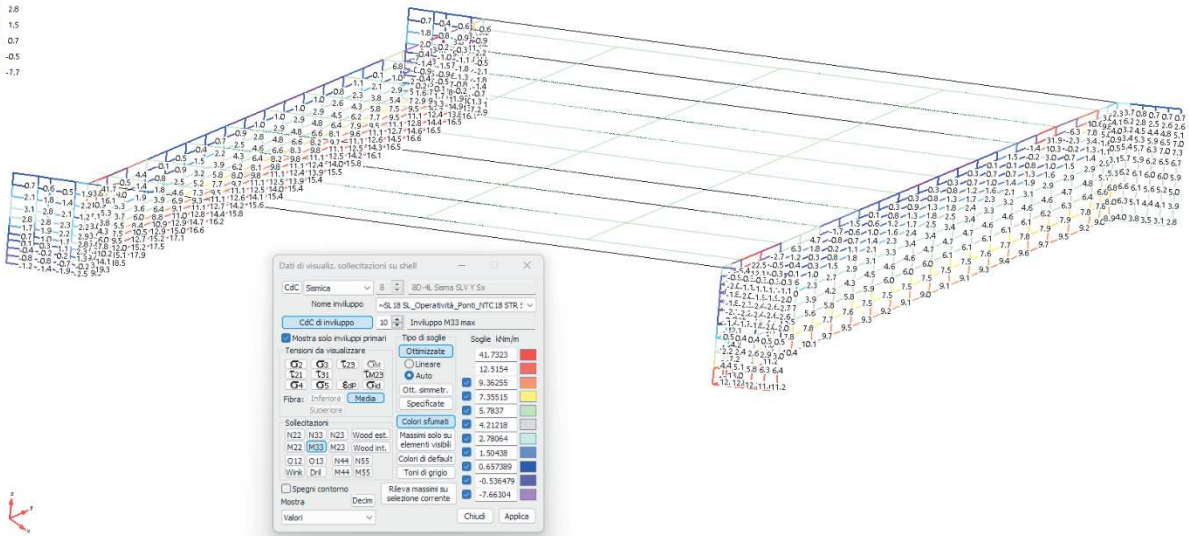
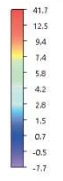


Fig.33 Massime sollecitazioni flettenti M33 max [kNm]

Nelle immagini successive si riportano, sempre per via grafica, le principali caratteristiche di sollecitazione relative agli elementi "beam" che simulano le travi.

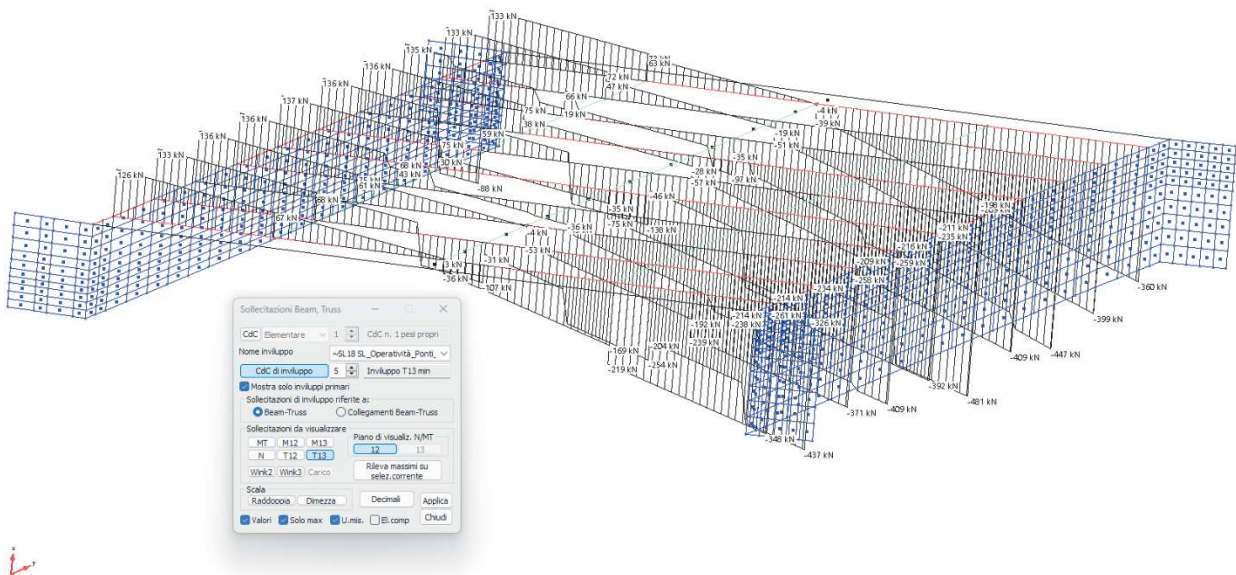


Fig.34 Minime sollecitazioni di taglio in dir. T13 [kN] per travi in c.a.p.

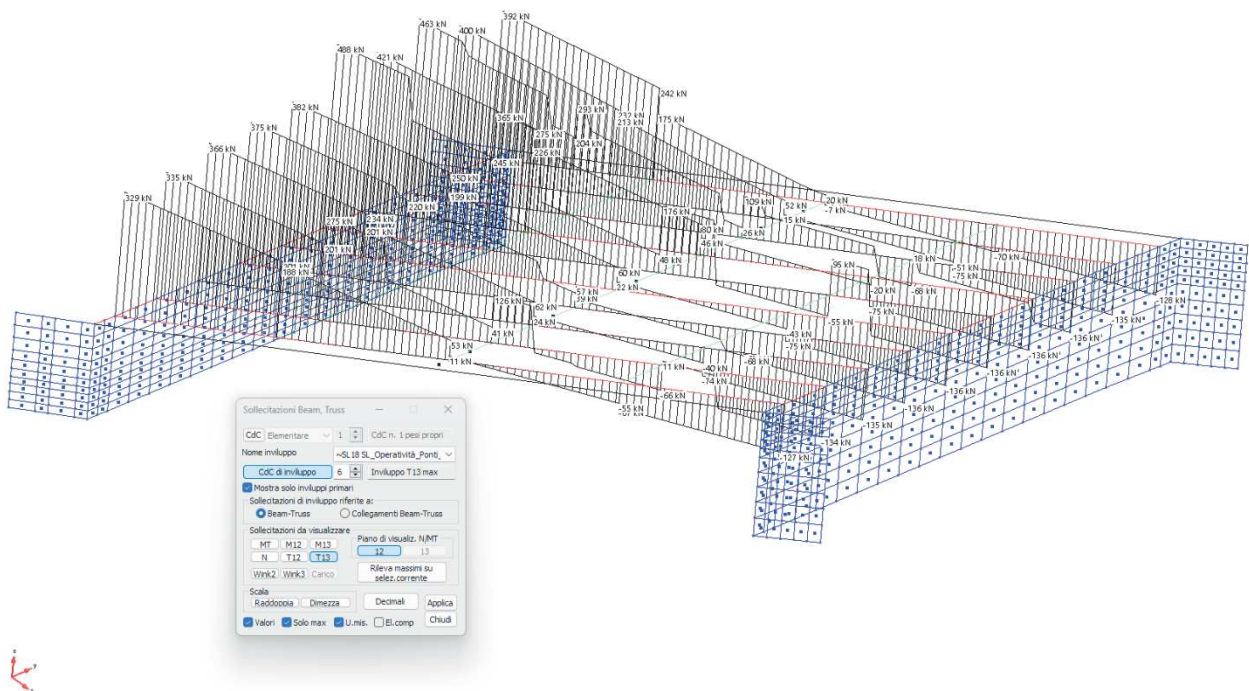


Fig.35 Massime sollecitazioni di taglio in dir. T13 [kN] per travi in c.a.p.

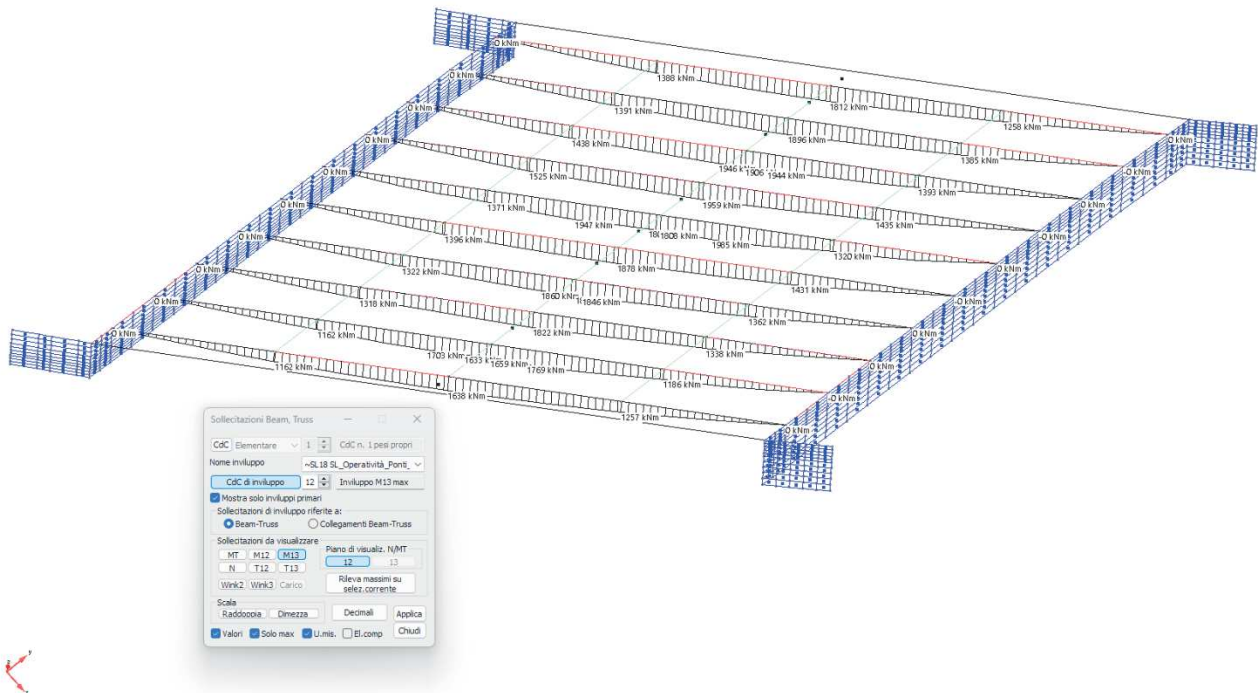


Fig.36 Massime sollecitazioni flettenti in direzione M13 in campata (massimo momento positivo) [kN m] per travi in c.a.p.

VERIFICA DELLE PARETI RINFORZATE

Le spalle in muratura sono rinforzate mediante realizzazione di una parete in c.a. collegata alla muratura esistente attraverso connettori costituiti da barre $\phi 14$ ancorate con resina in ragione di 4 barre a m^2 .

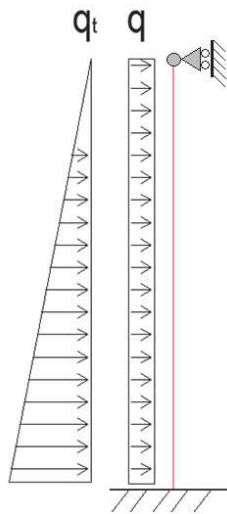
Per le sollecitazioni derivanti dallo Stato limite di operatività si è deciso, a favore di sicurezza, di considerare la presenza della parete in c.a. nei confronti delle azioni da traffico come un intervento di intonaco armato applicato su un solo lato della muratura. Pertanto le verifiche nei confronti delle sollecitazioni nel piano della parete e fuori dal piano vengono eseguite applicando le formule di resistenza a pressoflessione nel piano e fuori dal piano previste per la muratura.

Dal modello di calcolo in CMP è stato possibile ricavare le massime sollecitazioni agenti sulle spalle alla base della parete, in mezzeria e in sommità. Si riportano di seguito le verifiche eseguite mediante foglio elettronico.

VERIFICA DELLE PARETI RINFORZATE PER AZIONI DOVUTE ALLA SPINTA DEL TERRENO

Si riportano di seguito le verifiche della parete rinforzata soggetta alle azioni derivanti dalla spinta del terreno a tergo del muro. Nel caso specifico si è deciso di considerare come resistente solamente la nuova parete in c.a. trascurando il contributo resistente fornito dalla muratura resistente. Si riportano di seguito le verifiche relative alla parete maggiormente sollecitata (spalla destra).

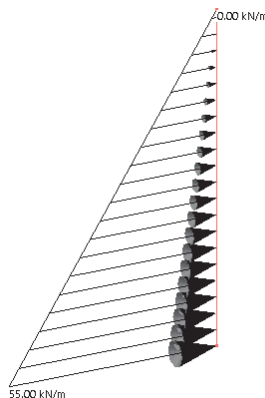
Lo schema di calcolo adottato è quello di un elemento incastrato alla base del muro e incernierato in testa ipotizzando che l'impalcato da ponte agisca come un vincolo alla traslazione orizzontale. Per semplicità si è deciso di modellare la un solo tratto di parete lungo 1 m e di eseguire le verifiche su questo tratto rappresentativo.



Calcolo sollecitazioni:

➤ Spinta del terreno

La spinta del terreno è stata valutata considerando una distribuzione triangolare degli sforzi che presenta un carico massimo pari a:



$$q_{td} = k_0 * \gamma * h = 0.74 * 18 * 4.10 \cong 55 \text{ kN/m}$$

dove:

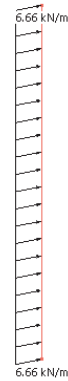
k_0 è il coefficiente di spinta a riposo pari a 0.74 valutato considerando un angolo di attrito del terreno a tergo del muro pari a 15° (come indicato nella relazione geologica)

γ_g è il peso specifico del terreno pari a 1800 kg/m^3

h è l'altezza del muro assunta pari a 4,10 m

➤ *Spinta del carico da variabile*

E' stata considerata agente sul muro anche l'azione orizzontale derivante da un carico uniforme distribuito sul terreno a tergo del muro, che induce una spinta con distribuzione uniforme degli sforzi, generato da un sovraccarico accidentale secondo il carico distribuito convenzionale della corsia 1 pari a 900 daN/m^2 .



$$q_d = k_0 * q_k = 0.74 * 9,00 \cong 6.66 \text{ kN/m}$$

dove:

k_0 è il coefficiente di spinta a riposo pari a 0.74

q_k è sovraccarico accidentale pari a 9.00 kN/m^2

Utilizzando il software di calcolo cmp è stato modellato il tratto di muro analizzato come un elemento beam incastrato alla base ed incernierato in testa a cui sono state applicate le sollecitazioni esterne sopra definite ma calcolate considerando i fattori amplificativi gamma relativi allo stato limite di operatività (1.26 per i carichi permanenti e 1.2 per i carichi variabili).

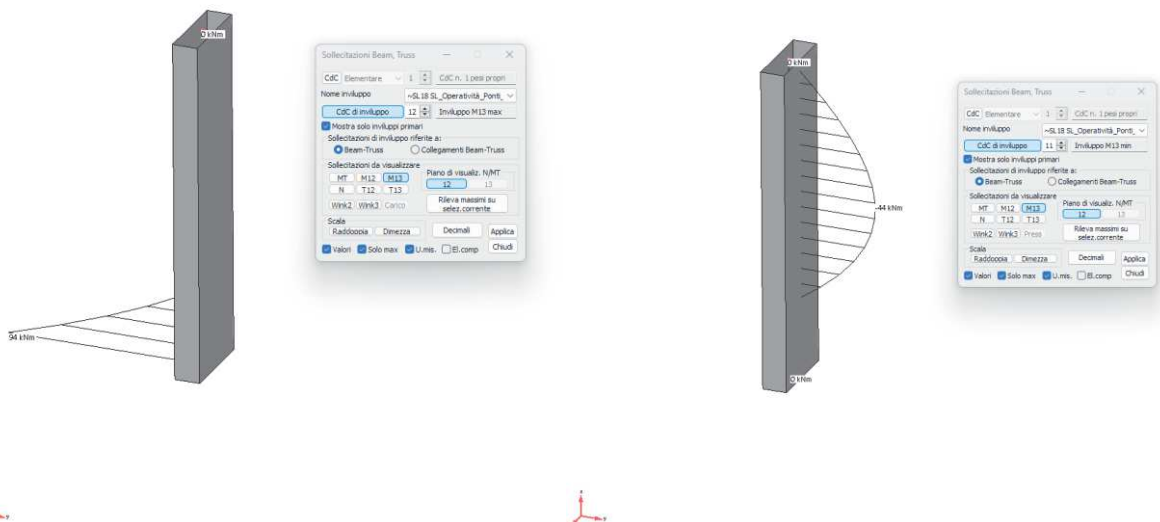


Fig.37 Minime e massime sollecitazioni flettenti in direzione M13 in campata [kN m]

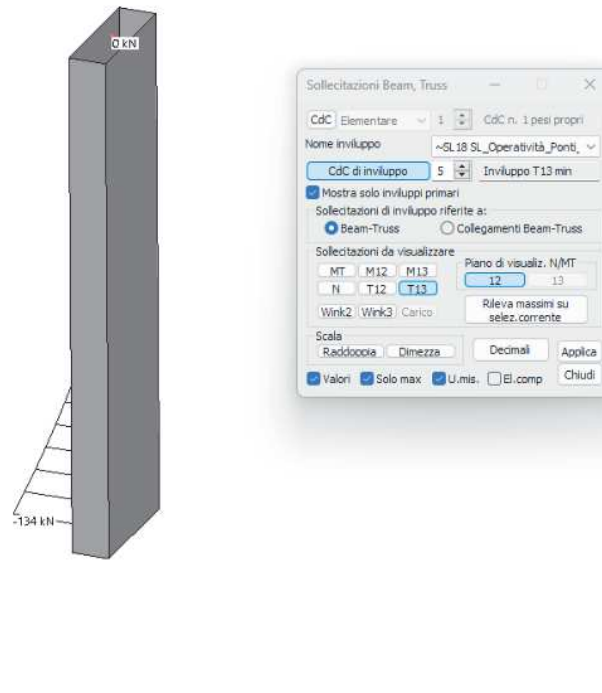


Fig.38 Minime e massime sollecitazioni taglianti in direzione M13 in campata [kN m]

Le armature necessarie sono pertanto:

$$A_s = \frac{M_{max}^-}{0.9 \cdot f_{yd} \cdot d} = 12.14 \text{ cm}^2 \text{ alla base del muro contro terra}$$

$$A_s = \frac{M_{max}^+}{0.9 \cdot f_{yd} \cdot d} = 5.68 \text{ cm}^2 \text{ per lo sviluppo in altezza del muro}$$

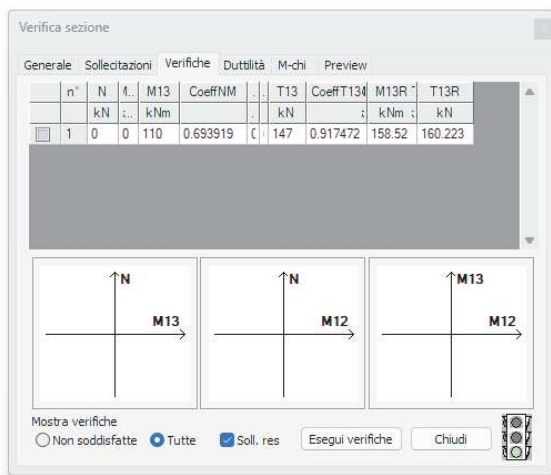
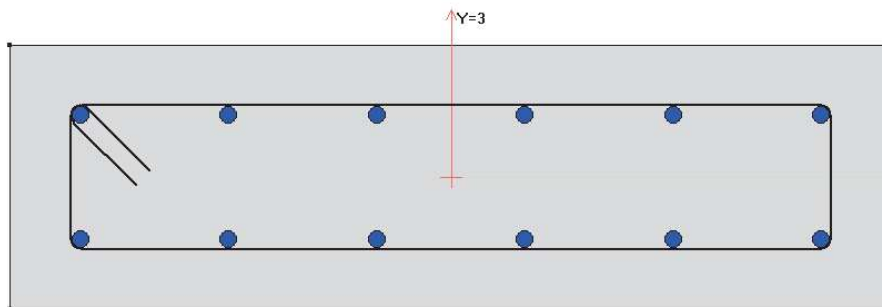
dove:

f_{yd} è la tensione di progetto dell'acciaio B450C pari a $450 / \gamma_q = 391$ MPa

d è altezza utile della sezione considerando un copriferro di 80 mm pari a 22 cm

Si dispone quindi $1\phi 20 / 15$ cm per un totale di 20.91 cm² / m di armatura. Il momento resistente di una sezione in c.a. in opera realizzata con calcestruzzo C35/45 di dimensioni 30 x 100 armata con $1\phi 20 / 15$ cm sia superiormente che inferiormente è pari a 158 kNm. Si riporta di seguito la verifica eseguita mediante il tool di verifica delle sezioni in c.a. disponibile in cmp.

Sezione: Spalla SX [Rettangolare 100x30 cm] - Armatura 1



Considerando un momento agente pari a 94 kN m < 158 kN m la verifica risulta soddisfatta.

Anche la verifica a taglio risulta soddisfatta in quanto il taglio sollecitante è pari a 134 kN mentre il taglio resistente è pari a 160 kN (valutato trascurando l'armatura trasversale).

VERIFICA A TAGLIO A SLU:

Sollecitazioni di verifica a taglio:
 N = 0.000000 kN M12 = 0.000000 kNm M13=110.00000 kNm
 T12 = 0.000000 kN T13 = 147.00000 kN

Materiale calcestruzzo: cls C35/45
 $f_{ck} = 35.000000 \text{ N/mm}^2$
 $f_{cd} = 19.833333 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ctd} = 1.4979825 \text{ N/mm}^2$
 Materiale staffe: B450C
 $f_{yd} = 391.30435 \text{ N/mm}^2$
 altezza utile d dir.3 = 22.000000 cm
 base utile dir.3 bw= 100.00000 cm

Par.4.1.2.3.5.1 DM 2018
 VRd = resistenza elementi senza armature trasversali
 RoI = rapporto geometrico armatura long.
 scp = tensione media di compressione nella sezione.
 vmin, k = grandezze in N,mm

Direzione taglio asse 3:
 VRd = 160.22288 kN
 RoI = 0.00856798, vmin = 0.56534, k = 1.95346, scp = 0.000000 kN/m²

I risultati ottenuti dalla realizzazione del modello ad elementi finiti predisposto sono stati analizzati e confrontati con quelli ottenuti da controlli e calcoli eseguiti con metodi tradizionali semplificati utilizzati in fase di predimensionamento dei vari elementi strutturali. In particolare l'attendibilità dei risultati ottenuti è confermata anche da controlli e verifiche incrociate effettuate sia in fase preliminare che in fase di analisi dei dati ottenuti dall'elaborazione numerica. A questo proposito si ritiene opportuno segnalare che si sono effettuati:

- controlli sui carichi applicati in automatico dal programma di calcolo per effetto dei pesi propri strutturali e dei carichi assegnati (valutati per area d'influenza);
- predimensionamento con verifiche e controlli secondo il metodo delle tensioni ammissibili e ricorso a formule "storiche" di calcolo di comprovata validità;

Per validare il modello effettuato si è proceduto al controllo del peso totale della struttura calcolato manualmente mediante calcoli semplici ed approssimati per confrontarlo con i valori forniti dal programma di calcolo. Si riporta di seguito la tabella riepilogativa delle reazioni vincolari calcolate dal programma di calcolo CMP per i singoli casi di carico elementari.

CdC	Descrizione	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)	Fase
1	CdC n. 1 pesi propri	0.	0.	-4418.8783	-49453.089	-28686.539	0.	
2	CdC n. 2 perm NS	0.	0.	-1590.7003	-17372.289	-10754.710	0.	
3	CdC n. 3 variabile ponte	0.	0.	-810.40458	-10209.818	-5503.5879	0.	
4	CdC n. 4 Frenamento	466.668750	-8.640e-15	0.	7.1282e-14	3850.01719	-5096.6169	
5	Carico mobile Schema 1 n°1	0.	0.	-1000.0000	-6703.0217	-10975.663	0.	
6	Carico mobile Schema 1 n°2	0.	0.	-1000.0000	-9339.2502	-8245.7686	0.	
7	Carico mobile Schema 1 n°3	0.	0.	-1000.0000	-12798.649	-4663.4564	0.	
8	Carico mobile Schema 1 n°4	0.	0.	-700.00000	-11511.170	-1880.7587	0.	
9	Carico mobile Schema 1 n°5	0.	0.	-150.00000	-3013.7543	-165.54834	0.	

Dalla somma delle reazioni vincolari Fz relative ai cdc gravitazionali (considerando solo i Pesi propri e permanenti non strutturali per semplicità) si ottiene un peso totale pari a 6008 KN.

Si riporta di seguito la tabella riepilogativa del peso totale della struttura calcolato manualmente.

Element	code	nr.	Parametri Geometrici				Pesi Permanenti			Variabili			Totale			Peso
			α	l	w / h	closed	amount	g_k	g_k	g_k	q_k	ψ_2	ϕ	PQ_{k1}	PQ_k	
			m	m	%	#	kN/m2	kN/m	kN	kN/m ²	-	-	kN	kN	kN	kN
Spalle	Sp Sx	1	14.56	4.1	1	1	12.18						727			727
Spalle	Sp dx	1	14.56	3.15	1	1	12.18						559			559
Travi precomprese	campata	1	18.26	1	1	10	5.21						950			950
Impalcato schema 1	solaio	1	18.26	2.12	1	1	16.20			9.00			627	348		627
Impalcato schema 2	solaio	2	18.26	6.7	1	1	16.20			2.50			1982	306		1982
Impalcato schema 3	solaio	3	18.26	1.49	1	1	16.20			5.00			441	136		441
Travi trasversali	T	1	14.56	1	1	3	5.00						218			218
Spalle	Risvolti SX	1	2	4.1	1	2	12.18						200			200
Spalle	Risvolti DX	1	2	3.15	1	2	12.18						153			153
													5858	790		5858

Dal calcolo manuale si ottiene un peso totale pari a 5858 KN.

La differenza tra il peso calcolato a mano e quello restituito dal programma di calcolo è uguale a 150 KN ovvero una differenza percentuale pari 2.5 % < 10 %.

E' stato inoltre comparato il taglio alla base calcolato mediante formule semplificate con il taglio calcolato dal programma di calcolo.

Per ciascuna Condizione di Carico Elementare Statica, Condizione Sismica, vengono riportate le risultanti delle reazioni vincolari con i momenti calcolati rispetto all'origine:

CdC	Rx (kN)	Ry (kN)	Rz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
1S	-5.00e-07	7.591e-07	4418.8783	49453.089	28686.539	6.765e-06
2S	-3.24e-07	-9.24e-07	1590.7003	17372.289	10754.710	1.360e-05
3S	1.836e-08	-1.45e-07	810.40458	10209.818	5503.5878	-2.50e-06
4S	-335.6934	-324.1754	5.131e-07	2674.4463	-2769.470	5857.9077
5S	-3.79e-08	8.526e-07	999.99999	6703.0217	10975.663	-1.32e-05
6S	4.163e-08	-1.14e-07	1000.0000	9339.2502	8245.7687	7.381e-07
7S	-1.40e-07	-6.10e-08	1000.0000	12798.649	4663.4564	-1.26e-07
8S	-4.56e-08	-1.03e-06	700.00000	11511.169	1880.7587	1.297e-06
9S	4.864e-08	-5.39e-08	150.00000	3013.7544	165.54834	-1.09e-06
1D	-699.2212	-884.8380	-2694.052	-17646.59	-27726.43	12008.954
2D	-700.1608	-906.4839	-2694.665	-24047.32	-27759.67	13862.074
3D	-490.5210	-780.6107	-1894.331	-14045.81	-19232.75	9666.6587
4D	-493.5939	-740.0030	-1906.003	-14443.72	-19681.96	10128.180
5D	-1138.223	-1463.377	-4383.431	-28605.65	-45124.17	19682.507
6D	-1141.231	-1494.180	-4387.383	-39042.88	-45208.86	22612.143
7D	-800.8350	-1329.616	-3094.230	-22801.46	-31365.37	16147.806
8D	-805.4424	-1265.380	-3109.986	-23202.38	-32100.83	16947.603

Alla luce del modello effettuato si ritiene più rappresentativo effettuare il controllo per la direzione X del modello. In direzione Y il modello risulta piuttosto rigido con molti modi di vibrare locali dovuti alla modellazione delle pareti, tale per cui il calcolo manuale risulterebbe restituirebbe valori poco rappresentativi per effettuare un confronto dei tagli alla base.

Dalla tabella estratta dal software CMP si evince che il taglio alla base allo SLV è pari a:

dirX : 1141 kN

La massa sismica calcolata manualmente è pari a 597997 kg.

Si riportano di seguito il calcolo del taglio alla base valutato manualmente attraverso un foglio di calcolo elettronico.

PARAMETRI GENERALI												
Definizione spettro	Long.	Lat.	CU	Vita Nominale	Stato limite	Cat. Suolo	Cat.Topografica	VR	Tr	ag	Fo	TC*
	10.5534	44.6909	III	50	SLV	B	T1	75	712	0.178	2.385	0.293
							Ss	Cc	St	Tb	Tc	Td
							1.20	1.41	1.00	0.137	0.412	2.311
Massa Totale	597997.7982											
Fattore di Struttura	1.5											
							PVr	Tr	ag	Fo	TC*	
							SLO	81	45	0.0576	2.4965	0.2594
							SID	63	75	0.0722	2.4751	0.2694
							SLV	10	712	0.1778	2.3847	0.2926
							SLC	15	1462	0.2233	2.4075	0.3041

OUTPUT										
Direzione	Massa TOT	M%	Massa partecipante	Periodo	q	Sd	Taglio alla base	Taglio SOFTWARE	Differenza	
X	Kg		Kg	sec		g	kN	KN	%	
1	597998	44.82	268037	0.251	1.5	0.339	891.87			
2	597998	43.41	259597	0.565	1.5	0.247	629.41			
3	597998	1.86	11113	0.038	1.5	0.249	27.10			
4	597998	0.45	2672	0.057	1.5	0.266	6.96			
5	597998	0.39	2308	0.253	1.5	0.339	7.68			
6	597998	0.12	729	0.048	1.5	0.258	1.84			
7	597998	0.11	668	0.206	1.5	0.339	2.22			
8	597998	0.10	607	0.064	1.5	0.272	1.62			
9	597998	0.02	121	0.061	1.5	0.270	0.32			
		91.28				TOT CQC	1105.36	1133	2.43931586	

La differenza percentuale tra i tagli alla base calcolati manualmente e quelli valutati dal software CMP è pari al 2.5% circa, valore accettabile alla luce delle approssimazioni eseguite durante il calcolo manuale eseguito. Per quanto sopra esposto si ritiene che la modellazione effettuata sia pertanto affidabile.

Alla luce di tali considerazioni, consapevoli delle scelte effettuate in fase di modellazione ed alla luce delle disposizioni indicate all'interno della Normativa Tecnica attualmente vigente, si ritiene ragionevole affermare l'attendibilità e la completezza dei risultati ottenuti in relazione anche all'importanza dell'opera in progetto. Qualora tuttavia, in corso d'opera, dovessero manifestarsi delle situazioni difformi rispetto a quanto fino ad ora ipotizzato, tali da modificare il comportamento globale del complesso e/o locale di alcuni elementi strutturali, sarà opportuno procedere alla esecuzione di ulteriori controlli e/o verifiche allo scopo di evitare l'abbassamento del livello di sicurezza della costruzione.

k) **Caratteristiche e affidabilità del Codice di Calcolo**

Mod. EDILNAM000 Rev.01

Codice di calcolo

CMP
Analisi Strutturale

DICHIARAZIONE DI AFFIDABILITÀ

FASE: STUDIO		DOCUMENTO: DICHIARAZIONE AFFIDABILITÀ			
DATA: 31 luglio 2013		PRATICA: 1814	FILE: 1814-00 - Dichiarazione di affidabilità-02.docx	ELAB N°: S-ST-00-00	
rev. 4					
rev. 3					
rev. 2	02/01/16	Rev02	Cmr	Lbr	Rosc
rev. 1	31/07/13	Rev01	Lbr	Lbr	Rosc
rev. 0	06/05/10	EMMISSIONE	Lbr	Rvz	Rosc
revisione	data	motivo della revisione:	redatto da:	controllato da:	approvato da:



Mod.EDILNAM000 Rev.01

ORIGINE DEL CODICE DI CALCOLO

Titolo: CMP Analisi Strutturale
Produttore: Namirial S.p.a
 Via Caduti sul Lavoro 4 – 60019 SENIGALLIA (AN)
Distributore: Namirial S.p.a
 Via Caduti sul Lavoro 4 – 60019 SENIGALLIA (AN)

COMPONENTI DI TERZE PARTI

Solutore FEM

Titolo: XFinest
Produttore: Ce.A.S. S.r.l. – Viale Giustiniano, 10 – 20129 MILANO
Distributore: Harpaceas S.r.l. – V.le Richard, 1 – 20143 MILANO

CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO

CMP Analisi Strutturale è un pre/post-processore grafico per analisi ad elementi finiti, che consente di eseguire tutte le operazioni inerenti la modellazione agli elementi finiti e la relativa analisi dei risultati: costruire il modello geometrico della struttura, assegnare proprietà, carichi, vincoli e tutti i dati di completamento necessari per l'esecuzione di analisi statiche e dinamiche; visualizzare graficamente i risultati dell'analisi (sollecitazioni, deformate ecc.); progettare le sezioni e le armature per travi, pilastri, solette, pareti; fornire le proprietà statiche di sezioni di forma qualsiasi composte da differenti materiali e armate in modo generico; eseguire, anche in automatico su tutta la struttura, le verifiche di resistenza a presso/tenso-flessione deviata e di stabilità per le aste in calcestruzzo, acciaio e altri materiali; visualizzare i risultati delle verifiche anche in modo aggregato sulla struttura analizzata.

Sono supportati elementi finiti monodimensionali, bidimensionali, tridimensionali (brick) ed elementi denominati "Solaio" ed aventi funzione di aree di carico.

L'analisi del problema ad elementi finiti è svolta mediante codice di calcolo di terze parti (XFinest).

Le verifiche di resistenza possono essere svolte secondo i metodi alle tensioni ammissibili e semiprobabilistico agli stati limite, secondo le seguenti normative:

- DM 09/01/1996
- DM 16/01/1996
- Ordinanza P.C.M. n. 3274 e ss.mm.ii.
- DM 14/09/2005

Pagina n. 2



NAMIRIAL S.p.A.
 Codice fiscale e iscriz. al Reg. Imprese Ancona n. 02046570426
 Partita Iva IT02046570426
 Capitale sociale € 6.500.000,00 i.v.
 Sede legale, direzione e amministrazione
 60019 Senigallia (AN) – Via Caduti sul Lavoro, 4
 Tel. 071.63494 tel.autom. – 199.418016
 Email: info@namirial.com – Sito: www.namirial.com
 Namirial, Microsoftware e BM Sistemi sono marchi registrati di Namirial S.p.A.

Sede distaccata
REGGIO EMILIA
 Sviluppo e assistenza
 Software Strutturale
 42123 Reggio Emilia (RE)
 Via Ruini, 8
 Tel. 0522.1873995
 Fax 199.401027

Sede distaccata
MODICA
 Sviluppo, area commerciale
 e assistenza
 97015 Modica (RG)
 Via Sacro Cuore, 114/C
 Tel. 0932.763691
 Fax 199.401027

Sede principale
ANCONA
 Sviluppo, area commerciale
 e assistenza
 60131 Ancona (AN)
 Via Breccie Bianche, 158/A
 Tel. 071.205380
 Fax 199.401027

Email: info@edilizianamirial.it PEC: edilizianamirial@sicurezzapostale.it
 Sito: www.edilizianamirial.it



Mod.EDILNAM000 Rev.01

- DM 14/01/2008
- Eurocodici

In caso di utilizzo di procedure, criteri, valori di riferimento non prescritti delle normative sopra indicate, si è fatto riferimento alle relative circolari applicative o ad altri documenti e bibliografia di comprovata validità.

CMP Analisi Strutturale può essere collegato come post-processore ai seguenti programmi di calcolo:

- **SAP 2000** prodotto da Computer and Structures Inc. – Berkeley, California 94704, USA, distribuito in Italia da C.S.I Italia S.r.l. – Galleria San Marco 4, 33170 Pordenone;
- **Straus7** prodotto da Strand7 Pty Ltd - 65 York Street, Sydney, NSW 2000, Australia, distribuito in Italia da HSH srl - Via N.Tommaseo, 13 - 35131 Padova;
- **PC.M.** prodotto e distribuito in Italia da Aedes Software s.n.c. – Via Ferrante Aporti, 32 - 56028 San Miniato Basso (PI).

DICHIARAZIONE DI AFFIDABILITÀ

CMP Analisi Strutturale viene corredato da documentazione in formato digitale che ne illustra il funzionamento, i limiti di applicazione e le basi teoriche.

Sono disponibili casi prova risolti per via indipendente dal codice di calcolo o desunti da letteratura di settore, facendo riferimento ad autori di chiara fama ovvero a documenti di comprovata validità.

Sono stati inoltre eseguiti confronti con i risultati di altri software di analisi strutturale.

Le procedure e gli algoritmi vengono controllati e sottoposti a test da tecnici qualificati del settore strutture, appartenenti alla società produttrice ma che non concorrono direttamente allo sviluppo del software.

Il componente XFinest, dedicato alla soluzione del problema a elementi finiti, è corredato anch'esso di manuali d'uso, teorico e di qualifica, con confronti fra i risultati reperibili in casi noti in letteratura e quelli ottenuti dal solutore stesso.

I componenti di terze parti sono sottoposti a controlli e verifiche interne prima del loro utilizzo e commercializzazione.

Pagina n. 3



NAMIRIAL S.p.A.

Codice fiscale e iscriz. al Reg. Imprese Ancona n. 02046570426
Partita Iva IT02046570426
Capitale sociale € 6.300.000,00 i.v.

Sede legale, direzione e amministrazione
60018 Senigallia (AN) – Via Caduti sul Lavoro, 4
Tel. 071.63494 tel. autom. – 199.418016
Email info@namirial.com – sito: www.namirial.com

Namirial, MicroSoftware e 3M Sistemi sono marchi registrati di Namirial S.p.A.

Sede distaccata

REGGIO EMILIA

Sviluppo e assistenza
Software Strutturale
42123 Reggio Emilia (RE)
Via Ruini, 6
Tel. 0522.1873995
Fax 199.401027

Sede distaccata

MODICA

Sviluppo, area commerciale
e assistenza
97015 Modica (RG)
Via Sacro Cuore, 114/C
Tel. 0932.763691
Fax 199.401027

Sede principale

ANCONA

Sviluppo, area commerciale
e assistenza
60131 Ancona (AN)
Via Breccie Bianche, 138/A
Tel. 071.205380
Fax 199.401027

Email: info@edilizianamirial.it; PEC: edilizianamirial@sicursczapostale.it
Sito: www.edilizianamirial.it

l) Strutture geotecniche o di fondazione

Secondo le "Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti - par.6.3.5.1" la verifica delle fondazioni e' obbligatoria se:

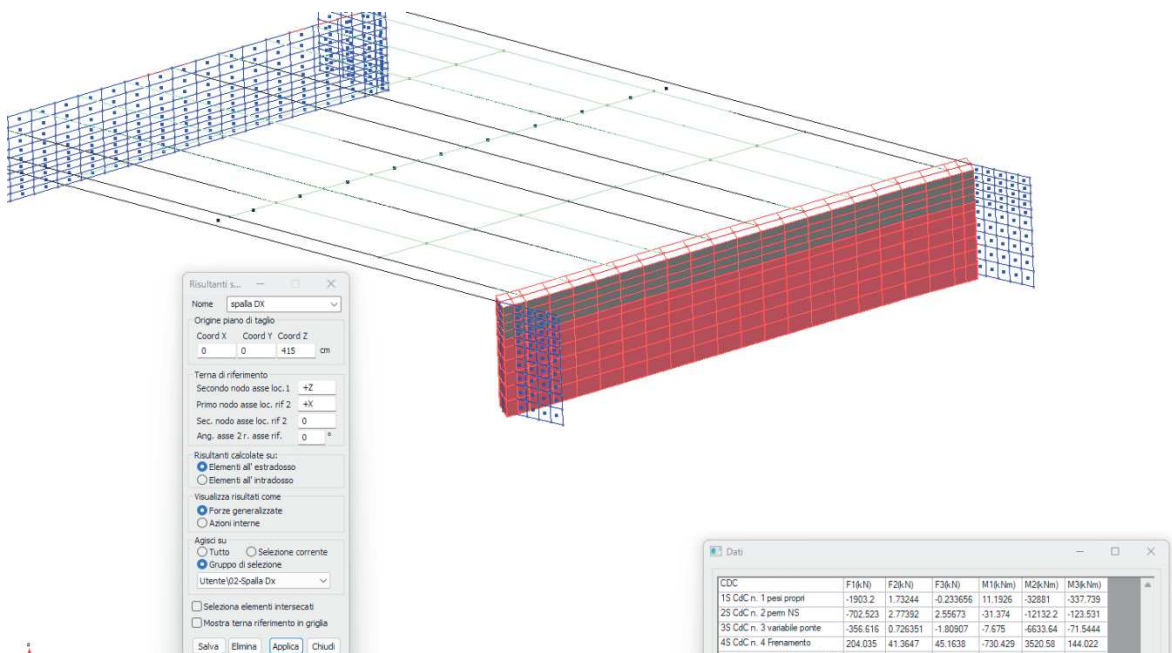
- *nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si siano prodotti nel passato;*
- *siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;*
- *siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto.*

Alla luce di quanto riportato nella relazione geologica e considerato che alla data odierna non si sono verificati dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni, la verifica del sistema fondale non risulta necessaria.

Tuttavia dovendo realizzare i rinforzi delle spalle esistenti mediante una controparete in c.a., si è ritenuto opportuno realizzare una sottofondazione da collegare alla fondazione esistente della spalla. La nuova fondazione presenta una sezione di Larghezza 120 cm e di Altezza pari a 100 cm e viene estesa su tutta la spalla.

La verifica della fondazione rinforzata viene eseguita allo stato limite di operatività considerando i pesi gravanti sul terreno ricavati dal modello di calcolo ed un momento sollecitante pari al momento ottenuto dalla spinta del terreno. La verifica viene effettuata considerando un tratto di fondazione lungo un m utilizzando l'Approccio 2 della Normativa (A1+M1+R3) .

Si riportano di seguito le valutazioni effettuate per ottenere il carico verticale da modello. Nel caso specifico si è fatto riferimento alla spalla sinistra in quanto presente le sollecitazioni maggiori e a favore di sicurezza sono stati trascurati i carichi accidentali.



Azione N da Peso Proprio : 1905 kN
 Azione N da Permanente NON strutturale : 702 kN
 Lunghezza parete : 14.56 m

Azione verticale su un tratto di parete lunga 1 m: (PP + PNS) / L = 180 kN
 PP fondazione in progetto lunga 1 m : (H x L x γ) = 30 kN

Azione verticale Totale = 210 KN

Momento sollecitante allo SL operatività = 94 kNm

Con le sollecitazioni così determinate è stata eseguita la verifica della fondazione. L'attuale larghezza della fondazione esistente non è nota. Si è deciso di considerare a favore di sicurezza un tratto di 40 cm ulteriore rispetto alla larghezza della fondazione in progetto. Non avendo riscontrato cedimenti imputabili alla fondazione durante i rilievi si ritiene che la fondazione esistente possa presentare una larghezza ben superiore ai 40 cm considerati. Si riportano di seguito le verifiche effettuate. Le verifiche in approccio 2 risultano soddisfatte se il fattore FS è maggiore di 2.3.

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

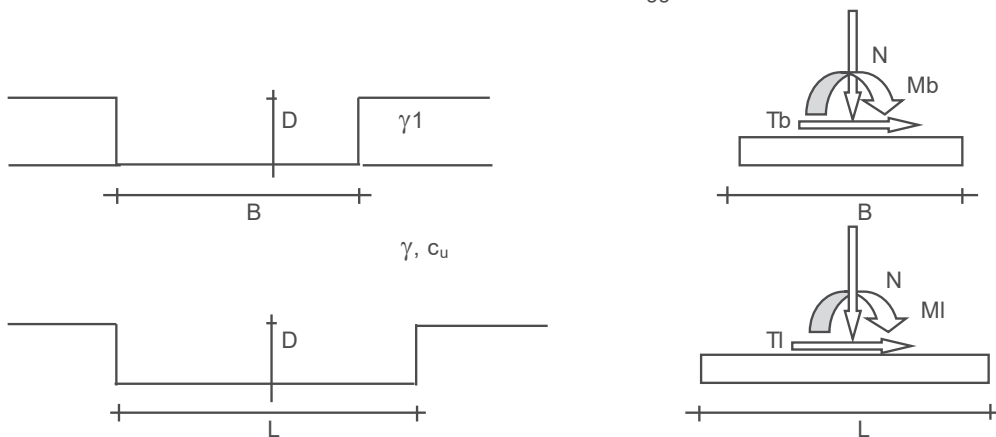
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno
		permanenti	temporanee variabili	c_u
Stato limite ultimo	○	1.30	1.50	1.40
Tensioni ammissibili	○	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	●	1.00	1.00	1.00

valori suggeriti dall'EC7



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

B = 1.60 (m)
L = 1.00 (m)
D = 1.50 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	210.00	0.00	210.00
Mb [kNm]	94.00	0.00	94.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
Tl [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 18.10 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 18.10 \quad (\text{kN/mc})\end{aligned}$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 78.50 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.45 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 78.50 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 0.70 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 27.15 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18.10 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

s_c : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.14$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.59$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.41$$

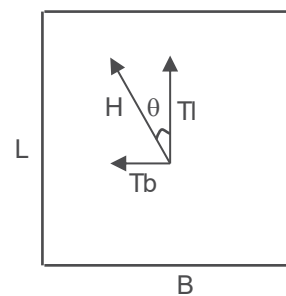
$$\theta = \arctg(T_b / T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.41$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 1.00$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.45$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 695.88 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 297.98 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 2.34$$

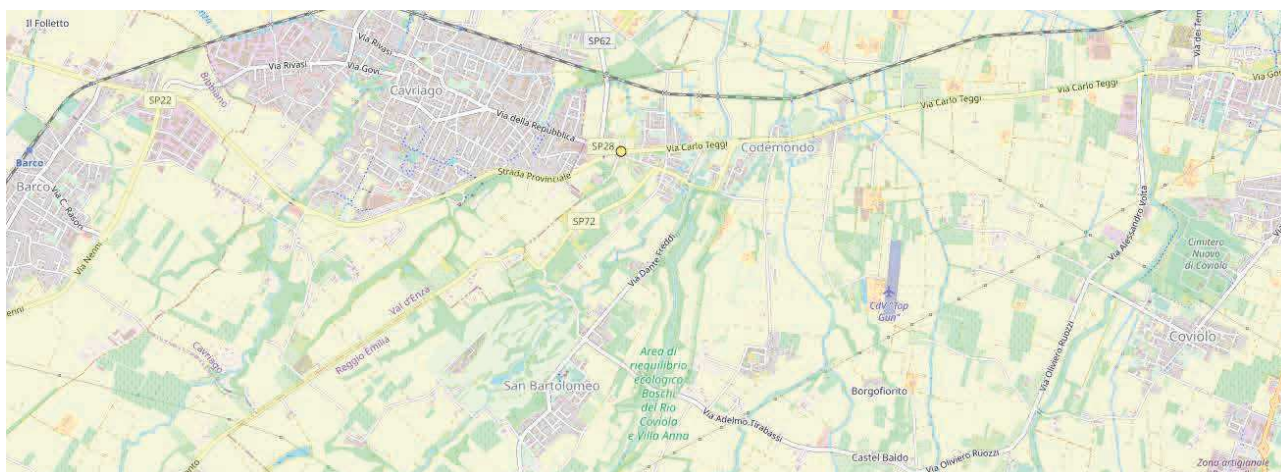
Il fattore FS è pari a $2.34 > 2.3$, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

m) Altri risultati significativi

VERIFICA DELLA SOLETTA E DEL GUARD RAIL

Come riportato nei quaderni ANAS volume I, la verifica del cordolo laterale soggetta ad azione eccezionale da urto può essere eseguita a partire dal momento resistente plastico del profilo che costituisce il dispositivo di ritenuta da installare amplificato di un coefficiente di sovra resistenza pari a 1,5 . Tale approccio ottempera quanto previsto dal § 4.7.3.3 delle UNI EN 1991-2 così come emendato dall'appendice nazionale (G.U. 27 Marzo 2013, DM 31/07/2012). La metodologia è applicabile esclusivamente quando in fase progettuale si conosce già il dispositivo di ritenuta da installare e le sue caratteristiche geometriche e meccaniche. Si riportano pertanto i dati necessari per la definizione del tipo di barriera da installare.

Il flusso di traffico utilizzato per la definizione delle barriere è stato desunto dal sistema regionale di rilevazione dei flussi di traffico. Nelle vicinanze del ponte oggetto di verifica è presente la postazione 137.



Anno/ Mese	Postazione	Strada	Giorni Validi	Transiti								Media Giornaliera Transiti							
				Totale	Non Classificato	Leggeri	Pesanti	Diurno	Notturno	Feriali	Festivi	Totale	Non Classificato	Leggeri	Pesanti	Diurno	Notturno	Feriali	Festivi
2023/12	137	SP 28 tra Reggio Emilia e Carrigo	31	559.492	75	547.145	12.272	439.618	119.874	413.628	145.864	18.048	2	17.650	396	14.181	3.867	19.697	14.586

Criteria di scelta della classe della barriera di sicurezza.

- Definizione della categoria stradale: Strada Tipo C
- Individuazione dei luoghi da proteggere: Ponti - sovrappassi - viadotti – ecc.
- TGM medio: >1000
- Quota traffico pesante: < 5% (12 272 / 559 492 = 2.19%)
- Tipo di traffico: I

TIPO DI TRAFFICO	TGM	% VEICOLI CON MASSA > 3,5 T
I	≤ 1000	QUALSIASI
I	> 1000	≤ 5
II	> 1000	5 < N ≤ 15
III	> 1000	> 15

Tabella 6-2: Individuazione del tipo di traffico

TIPO DI STRADA	TIPO DI TRAFFICO	BARRIERE SPARTITRAFFICO	BARRIERE BORDO LATERALE	BARRIERE BORDO PONTE(1)	ATTENUATORI
AUTOSTRAD E STRADE EXTRAURBANE PRINCIPALI (B)	I	H2	H1	H2	P50, P80, P100
	II	H3	H2	H3	
	III	H3-H4 (2)	H2-H3 (2)	H3-H4 (2)	
STRADE EXTRAURBANE	I	H1	N2	H2	
SECONDARIE (C) E STRADE URBANE DI SCORRIMENTO (D)	II	H2	H1	H2	
STRADE URBANE DI QUARTIERE (E) E STRADE LOCALI (F).	I	N2	N1	H2	
	II	H1	N2	H2	
	III	H1	H1	H2	

(1) Per ponti o viadotti si intendono opere di luce superiore a 10 metri; per luci minori sono equiparate al bordo laterale
(2) La scelta tra le due classi sarà determinata dal progettista

Tabella 6-3: Scelta della classe minima di contenimento

BARRIERE DI SICUREZZA BORDO PONTE → TIPO H2

BARRIERE DI SICUREZZA BORDO LATERALE → TIPO H1

Tuttavia, vista la presenza sul ponte di un tratto ciclopedonale (lato valle), la barriera di separazione bordo ponte tra la corsia destinata al traffico veicolare e quella ciclopedonale sarà di tipo H3 in modo da diminuire ulteriormente la deflessione dinamica ovvero “il massimo spostamento dinamico trasversale del fronte del sistema di contenimento”.

Sul lato opposto del ponte (lato monte) invece, verrà installata la barriera bordo ponte di tipo H2 prevista dalle tabelle ANAS.

In fase di dimensionamento e verifica del nuovo cordolo in c.a. verranno utilizzate delle barriere guard rail commerciali tipo SAFEROAD H3 e SAFEROAD H2 o similare.

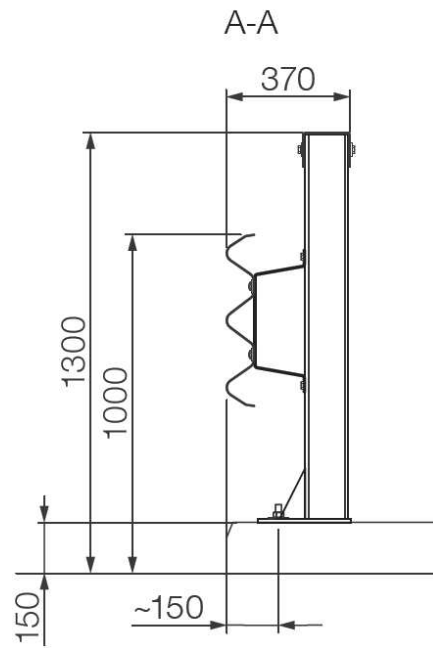


Fig.39 barriere commerciali tipo SAFEROAD H3

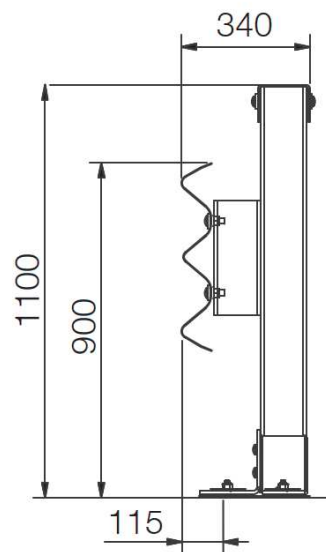


Fig.40 barriere commerciali tipo SAFEROAD H2

Si riportano di seguito le verifiche effettuate per l'installazione della barriera.

Barriera di protezione lato Monte tipo H3

Le verifiche sono state eseguite adottando una combinazione dei carichi Eccezionale in cui l'effetto dell'azione d'urto è stato amplificato di un fattore pari a 1,5.

Le verifiche sono state condotte, considerando il momento resistente del montante a "C" della barriera (C125x100x5 S235) pari a 19.38 kNm. Si assume pertanto un valore pari a 20 kNm.

$$M_{rd, \text{plastico}} = 20.00 \text{ kNm}$$

$$M_{rd, \text{plastico, amplificato}} = 20.00 * 1.5 = 30.00 \text{ kNm}$$

Per il dimensionamento delle verifiche risulta inoltre necessario determinare il taglio resistente del profilo. Ipotizzando che la resistenza a taglio dell'elemento sia fornita dalla sola anima del montante si ottiene

$$V_{rd} = 125 * 5 * 235 / (3)^{0.5} = 85 \text{ kN}$$

L'armatura pos.5a costituita da barre $\Phi 10$ /15 cm (vedi Fig.41) è stata dimensionata in base alle sollecitazioni da urto determinate in combinazione eccezionale a partire dalla resistenza del montante della barriera. La verifica viene eseguita in corrispondenza dell'estradosso della nuova soletta in progetto.

Considerando il momento di trasporto, tali barre saranno soggette ad un momento sollecitante pari a:

$$M_{ed} = (20 + 85 * 0.15) * 1.5 = 50 \text{ kNm}$$

La forza di trazione a cui sono sottoposte le barre (considerando il braccio di leva pari all'altezza utile della sezione) è pari a:

$$F_{traz} = M_{ed} / d = 50 / 1.74 = 30 \text{ kN}$$

Considerando un cono di diffusione a 45° al di sotto della piastra (di larghezza 20 cm) è possibile calcolare il numero di staffe sollecitate dalla forza di trazione.

$$n_{staffe} = (b \text{ piastra} + 2 * H \text{ cordolo}) / \text{passo staffe} = (0.2 + 2 * 0.30) / 0.15 = 5.33 \text{ staffe}$$

La forza agente sulla singola staffa, e quindi sulla connessione eseguita mediante inghisaggio della barra nella soletta esistente è pertanto pari a:

$$F_{ed, traz} = 30 / 5.33 = 6 \text{ kN}$$

Si riporta pertanto la verifica dell'ancoraggio della barra nella soletta esistente eseguita ai sensi delle UNI EN 1992-4 Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 4: progettazione degli attacchi per utilizzo nel calcestruzzo.

Si precisa che la barra risulta in parte ancorata mediante resina alla soletta esistente ed in parte annegata nel nuovo getto della soletta in c.a. Si è deciso pertanto di considerare una lunghezza di ancoraggio fittizia

pari all'effettivo ancoraggio nella soletta esistente (150 mm) a cui viene aggiunto un terzo dell'altezza della nuova soletta di rinforzo. La lunghezza di ancoraggio heff tot di calcolo assunta risulta quindi pari a 180 mm.

Parametri meccanici - Valori per strutture esistenti - Uso Livello Medio			
Resistenza caratteristica cilindrica	f _{ck}	[MPa]	Ponti Esistenti 97
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo a compressione	γ _c	[-]	1
Coefficiente che tiene conto degli effetti dinamici	α _{cc}	[-]	1
Fattore di confidenza	FC	[-]	1
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f _{cm}	[MPa]	15.55
	f _{cm da calcolo}	[MPa]	15.55
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f _{ctm}	[MPa]	1.36
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (fattore 5%)	f _{ctk,0.05}	[MPa]	0.96
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (fattore 95%)	f _{ctk,0.95}	[MPa]	1.77
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E _{cm}	[MPa]	25115.50
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f _t	ε _{c1}	[-]	0.00
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ε _{cu}	[-]	0.00
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f _{cd}	[MPa]	9.70
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f _{ctd}	[MPa]	0.96
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo a trazione (per Quadro ANAS vol. 1 e l=12 se comb. fondamentale)	γ ₁	[-]	1
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo a taglio (per Quadro ANAS vol. 1 e l=10 se comb. fondamentale)	γ ₂	[-]	1
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo (per Quadro ANAS vol. 1 e l=γ _{M c} * γ ₁ * γ ₂ se comb. fondamentale, 1 per comb. inazione eccezionale)	γ _{M c}	[-]	1.00
Parametri meccanici Ancorante			
Resistenza ultima acciaio dell'acciaio	f _{yk}	[MPa]	540
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk}	[MPa]	450
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio per verifiche a trazione (per Quadro ANAS vol. 1 e l=14 se comb. fondamentale, 1 con b. eccezionale)	γ _{M s}	[-]	1
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio (per Quadro ANAS vol. 1 e l=1,5 e comb. fondamentale, 1 con b. eccezionale)	γ _{M s}	[-]	1
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E _s	[MPa]	210000
Fattore di confidenza	FC	[-]	1
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ε _{yd}	[-]	0.002142857
Deformazione ultima dell'acciaio	ε _u	[-]	0.01
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f _{yd}	[MPa]	450
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni SLS	σ _s	[MPa]	360
Geometria Ancorante			
Tipologia Ancorante			Basta amatura
Diametro del corpo dell'ancorante (di filettato per bulboni)	d _{nom}	mm	10
Area resistente	A _s	mm ²	78.50
Profondità effettiva di ancoraggio	heff	mm	180
Numero di ancoranti	n	[-]	1
Spessore stato d'ala sotto la piastra	t _{grout}	mm	0
Geometria Materiale di base			
Calcestruzzo Fessurato / NON Fessurato			Fessurato
Amatura di boro Assente / Presente			Assente
Passo staffe amatura di boro	a	mm	7.22.5 (13)
Coprieme amatura di boro se presente	c	mm	7.22.5 (13)
Base corio	B _{cordolo}	mm	1000
H corio (spessore)	H _{cordolo}	mm	550
Resistenze dell'ancorante - Trazione			
Resistenza caratteristica a trazione ancorante	N_{Rk,s}	kN	42.39
Rotina del cono di calcestruzzo - Trazione			
Profondità di ancoraggio di calcolo	h ^{eff}	mm	180.00
Parametro relativo allo stato del cono (fessurato / Non fessurato)	k ₁	[-]	72.14
Resistenza caratter. Singolo ancorante isolato	N _{Rk,c}	kN	7.2
Distanza dal bordo caratteristica per assicurare la resistenza (dipende dal priorità - vedisci ETA)	C _{cr,N}	mm	ETA H LTI - 15 * h ^{eff}
Intensità caratteristica per assicurare la resistenza (dipende dal priorità - vedisci ETA)	Scr,N	mm	ETA H LTI - 2.0 * C _{cr,N}
parametro da utilizzare in caso di ancorante con tre distanze dal bordo inferiori C _{cr,N}	C _{cr,N}	mm	270.00
parametro da utilizzare in caso di ancorante con tre distanze dal bordo inferiori C _{cr,N}	S _{cr,N}	mm	540.00
Area ideale	A _{e,N}	mm ²	7.3
Lunghezza con direzione perpendicolare		mm	291600.00
Lunghezza con direzione parallela		mm	150.00
Area effettiva	A _{e,N}	mm ²	7.3
Coeff. di distribuzione per vicinanza al bordo	ψ _{s,N}	[-]	7.4
Coeff. di spalling	ψ _{re,N}	[-]	7.5
eccentricità del carico parallela (a ancorante e forza di trazione)	e	mm	7.6
Coeff. effetto di gruppo parallelo	ψ _{ec,N}	[-]	7.6
eccentricità del carico perpendicolare	e _⊥	mm	7.6
Coeff. effetto di gruppo perpendicolare	ψ _{ec,N ⊥}	[-]	7.6
Coeff. effetto di gruppo	ψ _{ec,N}	[-]	7.6
Coeff. stato tensionale della sezione (da valutare caso per caso vedi formula 7.7 - neicasisem p. 121 e 100)	ψ _{M,N}	[-]	7.7
Resistenza per rottura del cono	N_{Rk,c}	kN	7.1

Rottura combinata conica del cabestruzzo e persfilamento - Trazione				
Profondità di ancoraggio di cabob	h ^{eff}	mm		180.00
Coefficiente di influenza del carico sostenuto (tab.ETApodotto - oppure in mancanza usare 0.6)	$\psi_{0,sus}$	[-]	ETA H.L.T.I - 7.2.1.6	0.88
Coefficiente di influenza della azionamento (tab.nipem anenti+ componenti variabile permanente) e azionamento S.L.U. (0 < α < 1)	α_{sus}	[-]	7.2.1.6	0
Coefficiente di influenza del carico	$\psi_{s,sus}$	[-]	7.2.1.6	1.00
Resistenza caratteristica del cabob conica dal prodotto per Cabestruzzo (tab.ETApodotto)	$f_{Rk,Cr}$	M Pa	ETA	10
Resistenza caratteristica del cabob conica dal prodotto per Cabestruzzo Non Fessurato (tab.ETApodotto)	$f_{Rk,UCr}$	M Pa	ETA	15
	f_{Rk}	M Pa		10.00
Coefficiente di influenza della qualità del cabob (i valori di ETA sono riferiti al C20/25)	$\psi_{f,c}$	[-]	$(f_{ck}/20)^{0.1}$	0.93
Resistenza caratteristica di ancoramento isolato	$N_{Rk,p}^0$	kN	7.14	52.60
Intensità di ancoramento caratteristica per assicurare la resistenza	Scr,Np	mm	7.15	282.73
Distanza dal bordo caratteristica per assicurare la resistenza	Cr,Np	mm	7.16	141.36
Intensità di ancoramento caratteristica per assicurare la resistenza	S'cr,Np	mm		282.73
Distanza dal bordo caratteristica per assicurare la resistenza	C'cr,Np	mm		141.36
Area ideale	A_{pN}^0	mm ²	7.3	79935.00
Larghezza cono di azione perpendicolare		mm		150.00
Larghezza cono di azione parallela		mm		282.73
Area effettiva	A_{pN}	mm ²	7.3	42409.17
parametro per cabob coefficiente di gruppo	k3	[-]	7.19	7.70
parametro per cabob coefficiente di gruppo	$\tau_{Rk,C}$	M Pa	7.19	10.24
parametro per cabob coefficiente di gruppo	ψ_{gNp}^0	[-]	7.18	1.00
Intensità media di ancoramento	s	mm	7.17	282.73
Coefficiente di gruppo	ψ_{gNp}	[-]	7.17	1.00
Distanza minima dal bordo	c	mm	7.20	580.00
Coefficiente di gruppo	ψ_{sNp}	[-]	7.20	1.00
Coefficiente di gruppo	$\psi_{ec,N}$	[-]	7.21	1.00
Coefficiente di gruppo	$\psi_{re,N}$	[-]	7.5	1.00
Resistenza caratteristica combinata persfilamento	$N_{Rk,p}$	kN	7.13	27.91

Riepilogo resistenze	Rk [kN]	Rd [kN]
Resistenze dell'ancorante - Trazione	42.39	42.39
Rottura del cono di cabestruzzo - Trazione	16.09	16.09
Rottura combinata conica del cabestruzzo e persfilamento - Trazione	27.91	27.91
Resistenza a trazione		16.09

Solicitazioni SU SINGOLO ANCORANTE		Ved [kN]	Verifica %
Trazione		6	$\beta_N = 37.30$ Verificato
Taglio		0	$\beta_V = 0.00$ Verificato
Verifica Combinata		Verifica	
Rottura acciaio	Trazione	$\beta_N = 0.14$	0.02 Verificato
	Taglio	$\beta_V = 0.00$	
Rottura Cls	Trazione	$\beta_N = 0.37$	0.23 Verificato
	Taglio	$\beta_V = 0.00$	

Avendo riscontrato dei coeff. di verifica inferiori all'unità la verifica risulta soddisfatta.

Barriera di protezione lato Monte tipo H2

Per soddisfare i carichi di progetto sarà necessario allargare il cordolo esistente di almeno 20 cm e collegare opportunamente il nuovo cordolo alla soletta esistente. Le verifiche sono state eseguite adottando una combinazione dei carichi Eccezionale in cui l'effetto dell'azione d'urto è stato amplificato di un fattore pari a 1,5.

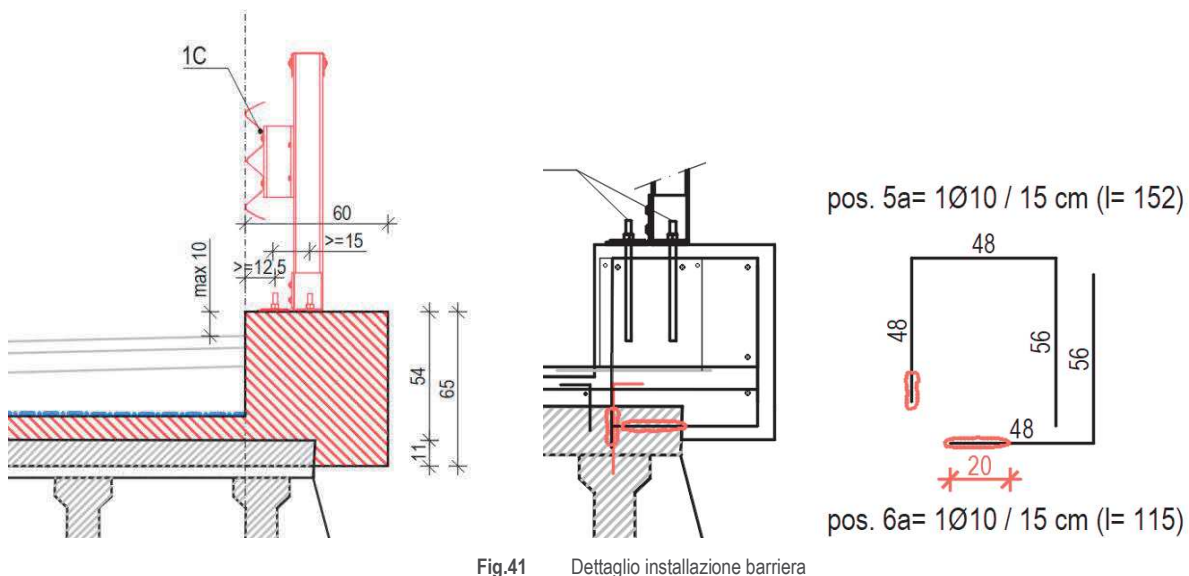
Le verifiche sono state condotte, considerando il momento resistente del montante a "C" della barriera (C125x65x5 S235) pari a 14.04 kNm. I quaderni Anas per tipologie di barriere bordo ponte H2 con sezione a C simile al profilo di progetto restituiscono dei valori di momento resistente pari a 16,85 kNm di poco superiore al momento calcolato mediante foglio elettronico. A favore di sicurezza per l'esecuzione delle verifiche verrà utilizzato il valore indicato nei quaderni Anas.

$$M_{rd, \text{plastico}} = 16.86 \text{ kNm}$$

$$M_{rd, \text{plastico, amplificato}} = 16.86 * 1.5 = 25.29 \text{ kNm}$$

Per il dimensionamento delle verifiche risulta inoltre necessario determinare il taglio resistente del profilo. Ipotizzando che la resistenza a taglio dell'elemento sia fornita dalla sola anima del montante si ottiene

$$V_{rd} = 125 * 5 * 235 / (3)^{0.5} = 85 \text{ kN}$$



L'armatura pos.5a costituita da barre $\Phi 10 / 15 \text{ cm}$ (vedi Fig.41) è stata dimensionata in base alle sollecitazioni da urto determinate in combinazione eccezionale a partire dalla resistenza del montante della barriera. La verifica viene eseguita in corrispondenza dell'estradosso della nuova soletta in progetto.

Considerando il momento di trasporto, tali barre saranno soggette ad un momento sollecitante pari a:

$$M_{ed} = (16.86 + 85 * 0.15) * 1.5 = 30 \text{ kNm}$$

La forza di trazione a cui sono sottoposte le barre (considerando il braccio di leva pari all'altezza utile della sezione) è pari a:

$$F_{\text{traz}} = M_{\text{ed}} / d = 30 / 0.55 = 55 \text{ kN}$$

Considerando un cono di diffusione a 45° al di sotto della piastra (di larghezza 20 cm) è possibile calcolare il numero di staffe sollecitate dalla forza di trazione.

$$n_{\text{staffe}} = (b_{\text{piastra}} + 2 * H_{\text{cordolo}}) / \text{passo staffe} = (0.2 + 2*0.30) / 0.15 = 5.33 \text{ staffe}$$

La forza agente sulla singola staffa, e quindi sulla connessione eseguita mediante inghisaggio della barra nella soletta esistente è pertanto pari a:

$$F_{\text{ed, traz}} = 91 / 5.33 = 11 \text{ kN}$$

Si riporta pertanto la verifica dell'ancoraggio della barra nella soletta esistente eseguita ai sensi delle UNI EN 1992-4 Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 4: progettazione degli attacchi per utilizzo nel calcestruzzo.

Si precisa che la barra risulta in parte ancorata mediante resina alla soletta esistente ed in parte annegata nel nuovo getto della soletta in c.a. Si è deciso pertanto di considerare una lunghezza di ancoraggio fittizia pari all'effettivo ancoraggio nella soletta esistente (150 mm) a cui viene aggiunto un terzo dell'altezza della nuova soletta di rinforzo. La lunghezza di ancoraggio $h_{\text{eff tot}}$ di calcolo assunta risulta quindi pari a 180 mm.

Parametri meccanici CLS - Valori per strutture esistenti - Uso Livello Medio			
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[MPa]	Ponti Esistenti 9.7
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo in compressione	γ_{c}	[-]	1
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	[-]	1
Fattore di confidenza	FC	[-]	1
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	[MPa]	15.55
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	[MPa]	1.36
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (fattore 5%)	$f_{\text{ctk},0.05}$	[MPa]	0.96
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (fattore 95%)	$f_{\text{ctk},0.95}$	[MPa]	1.77
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	[MPa]	25115.50
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_{t}	ϵ_{ct1}	[-]	0.00
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ϵ_{cu}	[-]	0.00
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	[MPa]	9.70
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	[MPa]	0.96
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo a trazione (per Quadro ANAS vol. 1 e 1.2 se comb. fondamentale)	γ_1	[-]	1
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo a taglio (per Quadro ANAS vol. 1 e 1.0 se comb. fondamentale)	γ_2	[-]	1
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo (per Quadro ANAS vol. 1 e $\gamma_{\text{Mc}} = \gamma_1 \cdot \gamma_2$ se comb. fondamentale, 1 per comb. nazionale eccezionale)	γ_{Mc}	[-]	1.00
Parametri meccanici Ancorante			
Resistenza ultima a acciaio dell'acciaio	f_{yk}	[MPa]	540
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	[MPa]	450
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio per verifiche a trazione (per Quadro ANAS vol. 1 e 1.4 se comb. fondamentale, 1 per comb. nazionale eccezionale)	γ_{Ms}	[-]	1
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio (per Quadro ANAS vol. 1 e 1.5 se comb. fondamentale, 1 per comb. nazionale eccezionale)	γ_{Ms}	[-]	1
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	[MPa]	210000
Fattore di confidenza	FC	[-]	1
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ϵ_{yd}	[-]	0.002142857
Deformazione ultima dell'acciaio	ϵ_{su}	[-]	0.01
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	[MPa]	450
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni SLS	σ_s	[MPa]	360
Geometria Ancorante			
Tipologia Ancorante			Baza armata
Diametro del corpo dell'ancorante (di fatto per bulloni)	d_{nom}	[mm]	10
Area resistente	A_s	[mm ²]	78.50
Profondità effettiva di ancoraggio	h_{eff}	[mm]	180
Numero di ancoranti	n	[-]	1
Spessore stato d'impasto sotto la piastra	t_{grout}	[mm]	0

Geometria Materiale di base			
Calcestruzzo Fessurato/Non Fessurato			
Amatura di bordo Assente / Presente			Fessurato
passo staffe amatura di bordo	a	mm	Assente
Copri ferro amatura di bordo se presente	c	mm	100.00
			45
Base corio b	Bcordolo	mm	1000
H corio b (spessore)	Hcordolo	mm	550
Resistenze dell'ancorante - Trazione			
Resistenza caratteristica a trazione ancorante	NRk,s	kN	42.39
Rottura del cono di calcestruzzo - Trazione			
Profondità di ancoraggio di calcestruzzo	h ^{eff}	mm	180.00
Parametro relativo allo stato del c/c (fessurato/Non fessurato)	k1	[-]	72.14
Resistenza caratter. Singolo ancorante isolato	N ⁰ _{Rk,c}	kN	7.2
Distanza dal bordo caratteristica per assicurare la resistenza (dipende dal prototipo - vedi scheda ETA)	Ccr,N	mm	ETA H LTI - 15 * h ^{eff}
Intensità di ancoramento caratteristica per assicurare la resistenza (dipende dal prototipo - vedi scheda ETA)	Scr,N	mm	ETA H LTI - 2.0 * Ccr,N
parametro da utilizzare in caso di ancorante con tre distanze dai bordi inferiori Ccr,N	C'cr,N	mm	270.00
parametro da utilizzare in caso di ancorante con tre distanze dai bordi inferiori Ccr,N	S'cr,N	mm	540.00
Area ideale lizzata	A ⁰ _{c,N}	mm ²	7.3
La larghezza con direzione perpendicolare		mm	291600.00
La larghezza con direzione parallela		mm	150.00
Area effettiva	A _{c,N}	mm ²	7.3
Coeff. di distorsione per vicinanza al bordo	ψ _{s,N}	[-]	7.4
Coeff. di spalling	ψ _{re,N}	[-]	7.5
eccentricità del carico parallela (tra ancorante e forza di trazione)	e//	mm	7.6
Coeff. effetto di gruppo parallela	ψ _{ec,N//}	[-]	7.6
eccentricità del carico perpendicolare	e ⊥	mm	7.6
Coeff. effetto di gruppo perpendicolare	ψ _{ec,N ⊥}	[-]	7.6
Coeff. effetto di gruppo	ψ _{ec,N}	[-]	7.6
Coeff. stato tensionale della sezione (da valutare caso per caso vedi formula 7.7 -> neicasisemplici è 100)	ψ _{M,N}	[-]	7.7
Resistenza per rottura del cono	N_{Rk,c}	kN	7.1
16.09			
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfiliamento - Trazione			
Profondità di ancoraggio di calcestruzzo	h ^{eff}	mm	180.00
Coeff. che tiene in conto dell'influenza del carico sostenuto (tab. ETApdottato - oppure in mancanza usare 0.6)	ψ _{0,sus}	[-]	ETA H LTI - 72.16
Coeff. rapporto tra il valore delle azioni sostenute (azioni permanenti + componenti variabili permanenti) e azioni totali S _{LI} (0 < α < 1)	α _{sus}	[-]	72.16
coeff. riuttivo del carico	ψ _{sus}	[-]	72.16
Resistenza caratteristica del c/c finita dal prototipo per c/c Fessurato (tab. ETApdottato)	τ _{Rk,CR}	M Pa	ETA
Resistenza caratteristica del c/c finita dal prototipo per c/c Non Fessurato (tab. ETApdottato)	τ _{Rk,UCR}	M Pa	ETA
coeff. correttivo qualità del c/c (i valori ETA sono riferiti a C20/25)	τ _{Rk}	M Pa	10.00
Resistenza caratter. Singolo ancorante isolato	ψ _c	[-]	(E _k /20) ^{0.1}
	N ⁰ _{Rk,p}	kN	7.14
			52.60
Intensità di ancoramento caratteristica per assicurare la resistenza	Scr,Np	mm	7.15
Distanza dal bordo caratteristica per assicurare la resistenza	Ccr,Np	mm	7.16
Intensità di ancoramento caratteristica per assicurare la resistenza	S'cr,Np	mm	282.73
Distanza dal bordo caratteristica per assicurare la resistenza	C'cr,Np	mm	141.36
Area ideale lizzata	A ⁰ _{p,N}	mm ²	7.3
La larghezza con direzione perpendicolare		mm	79935.00
La larghezza con direzione parallela		mm	150.00
Area effettiva	A _{p,N}	mm ²	7.3
parametro per calcolare coeff. effetto di gruppo	k3	[-]	42409.17
parametro per calcolare coeff. effetto di gruppo	τ _{Rk,C}	M Pa	7.19
parametro per calcolare coeff. effetto di gruppo	ψ ⁰ _{g,Np}	[-]	7.20
Intensità media ancoranti	s	mm	7.17
coeff. effetto di gruppo	ψ _{g,Np}	[-]	7.17
Distanza minima dal bordo	c	mm	7.20
coeff. di bordo	ψ _{s,Np}	[-]	7.20
Coeff. effetto di gruppo	ψ _{ec,N}	[-]	7.21
Coeff. di spalling	ψ _{re,N}	[-]	7.5
Resistenza c/c combinata per sfiliamento	N_{Rk,p}	kN	7.13
27.91			

Ripetizione resistenze	Rk	Rd
	[kN]	[kN]
Resistenze dell'ancorante - Trazione	42.39	42.39
Rottura del cono di calcestruzzo - Trazione	16.09	16.09
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfiliamento - Trazione	27.91	27.91
Resistenza a trazione		16.09

Sollecitazioni SU SINGOLO ANCORANTE		Ved [kN]	Verifica %	
Trazione		11	$\beta_N =$	68.38 Verificato
Taglio		0	$\beta_V =$	0.00 Verificato
Verifica Combinata			Verifica	
Rottura acciaio	Trazione	$\beta_N =$	0.26	0.07 Verificato
	Taglio	$\beta_V =$	0.00	
Rottura Cls	Trazione	$\beta_N =$	0.68	0.57 Verificato
	Taglio	$\beta_V =$	0.00	

Avendo riscontrato dei coeff. di verifica inferiori all'unità la verifica risulta soddisfatta.

Verifica staffa posizione 4a

L'azione di taglio derivante dal montante viene assorbita come azione di trazione dalla barra riportata in figura.

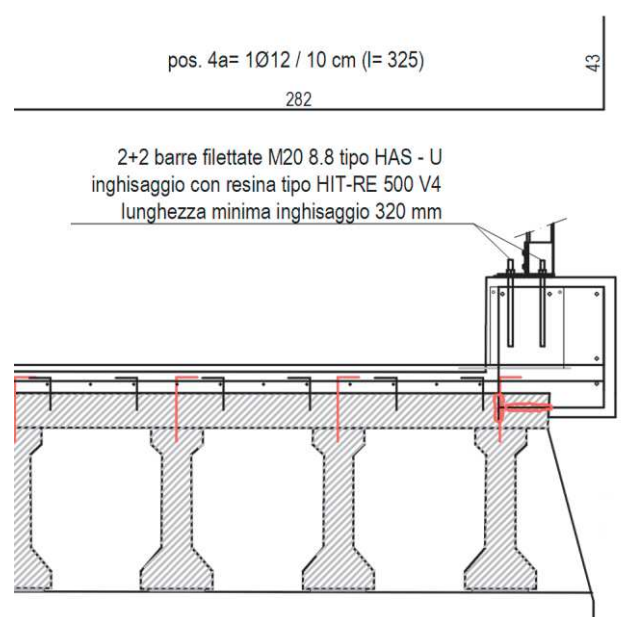


Fig.42 Dettaglio installazione barriera

Il taglio agente (derivante dalla resistenza a taglio del profilo amplificata) per l'azione da urto è pari a:

$$V_{rd} = 125 \cdot 5 \cdot 235 / (3)^{0.5} \cdot 1.5 = 128 \text{ kN}$$

Nel caso specifico il passo delle armature disposte è pari a 10 cm. Considerando un cono di diffusione a 45° sul lato a valle si hanno:

$$N_{barre} = (b \text{ piastra} + 2 \cdot H \text{ cordolo}) / \text{passo barre} = (0.2 + 2 \cdot 0.28) / 0.15 = 7.60 \text{ barre}$$

La resistenza a trazione delle barre $\Phi 12$ disposte (in combinazione eccezionale) è pertanto pari a :

$$R_{traz} = N_{barre} \cdot A_s \cdot f_{yk} / \gamma_s = 7.60 \cdot 113 \cdot 450 / 1 = 386 \text{ kN} > 128 \text{ kN} \rightarrow \text{pertanto la verifica risulta soddisfatta.}$$

Verifica a torsione del cordolo – lato monte

Vengono inserite all'interno del cordolo delle staffe $\Phi 10 / 15$ cm aggiuntive per assorbire l'azione torcente derivante dall'urto. L'azione agente viene definita considerando il momento ed il taglio resistente del montante trasportato nel baricentro delle staffe in progetto.

$$Med = (16.86 + 85 * 0.20) * 1.5 = 51 \text{ kNm}$$

Si riportano di seguito il calcolo effettuato per determinare la resistenza a torsione della sezione in c.a.

			Costo b a monte
			Nuovo
Resistenza caratteristica cilindrica	fck	[M Pa]	35
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo in compressione	γ_c	[-]	1
Coefficiente che tiene conto degli effetti dinamici	α_{cc}	[-]	1
Fattore di confidenza	FC	[-]	1
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	fcm	[M Pa]	43
	fcm da calcolo	[M Pa]	43.00
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	fctm	[M Pa]	3.21
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (fattore 5%)	fctk;0.05	[M Pa]	2.25
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (fattore 95%)	fctk;0.95	[M Pa]	4.17
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	Ecm	[M Pa]	34077.15
Deformazione di contazione nel calcestruzzo alla tensione fct	ϵ_{c1}	[-]	0.00
Deformazione ultima di contazione nel calcestruzzo	ϵ_{cu}	[-]	0.00
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	fcd	[M Pa]	35.00
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	fctd	[M Pa]	2.25
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo a trazione (per Quadro ANAS volm e l=1/2 se comb. fondamentale)	γ_1	[-]	1
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo a taglio (per Quadro ANAS volm e l=1/0 se comb. fondamentale)	γ_2	[-]	1
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo (per Quadro ANAS volm e l= $\gamma_{Mc} \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_2$ se comb. fondamentale, 1 per comb. azionarie eccezionali)	γ_{Mc}	[-]	1.00
Parametri meccanici acciaio			
Resistenza ultima a cedere dell'acciaio	f_{yk}	[M Pa]	540
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	[M Pa]	450
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio per verifiche a trazione (per Quadro ANAS volm e l=1/4 se comb. fondamentale, 1 comb. eccezionale)	γ_{Ms}	[-]	1
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio (per Quadro ANAS volm e l= 1/5 e comb. fondamentale, 1 comb. eccezionale)	γ_{Ms}	[-]	1
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	[M Pa]	210000
Fattore di confidenza	FC	[-]	1
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ϵ_{yd}	[-]	0.002142857
Deformazione ultima dell'acciaio	ϵ_{u}	[-]	0.01
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	[M Pa]	450
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni SLS	σ_s	[M Pa]	360
Sezione			
Base	b	[m m]	650
Altezza	h	[m m]	400
copriemeo effettivo (lato esterno staffe)	c	[m m]	45.00
Area bruta	Ac	[m m 2]	260000.00
Perimetro	u	[m m]	2100.00
Armatura superiore			
diámetro armatura l	Φ	[m m]	16
n. barre armatura l	n	-	3
Area armatura l	Asup	[m m 2]	603
Armatura inferiore			
diámetro armatura l	Φ	[m m]	16
n. barre armatura l	n	-	3
Area armatura l	Asinf	[m m 2]	603
Staffe per la torsione			
diámetro staffe	nas	[m m]	2
Diámetro staffe	Φ_s	[m m]	10
Passo staffe	s	[m m]	150
Area armatura trasversale	Asv	[m m 2]	157
Coty theta			1
Sollecitazioni			
Torsione agente	Ted	[kNm]	51

Carob n condizibne dim omento torcente FUR0			
Distanza asse am atum lngitudinam e dalbozio	c'	[m]	63
Spessom della sezibne cava	t	[m]	126
paramento ruzibne resistenza a compressibne	v	- C 4 1 2 3 6	0.5
perimetro medib delnucleo resistente	um	[m]	1596
Area compressiva delle bare lngitudinali	A1	[m 2]	1206
Area racchiusa dalla fiba meda deldellofib periferico	A	[m 2]	143576
Parametro a1	a1		0.755488722
Parametro as	as		1046666667
Coty theta	coty 0		0.84959079
Coty theta dicarob	coty 0		100
Resistenza m omento torcente lato c/s	Trcd	[kNm]	316.59
Resistenza m omento torcente lato staffe	Trsd	[kNm]	135.25
Resistenza m omento torcente lato am atum lngitudinali	Trid	[kNm]	97.62
Resistenza a Torsione	Trd	[kNm]	97.62
Coefficiente diversifica	CS		0.5224

La resistenza a momento torcente è pari a 97 kNm > 51 kNm, la verifica risulta pertanto soddisfatta.

Verifica piastra di base per connessione montante al cordolo in c.a. Barriera H2

La piastra di base è costituita da 4 tasselli chimici M20 cl. 8.8 post installati. Tale elemento è soggetto ad una azione di momento e una azione di taglio derivanti dalle rispettive resistenze plastiche del profilo collegato alla piastra di base, amplificate per un fattore di sovra resistenza pari a 1.5. Per semplicità si è deciso di assegnare componente di resistenza a momento ai due tasselli più interni (ovvero quelli soggetti a trazione), mentre la componente di taglio viene attribuita ai tasselli più vicini al bordo. Si riportano di seguito le verifiche degli ancoranti.

$$M_{rd, \text{plastico}} = 16.86 \text{ kNm}$$

$$M_{rd, \text{plastico, amplificato}} = 16.86 * 1.5 = 25.29 \text{ kNm}$$

$$V_{rd} = 125 * 5 * 235 / (3)^{0.5} = 85 \text{ kN}$$

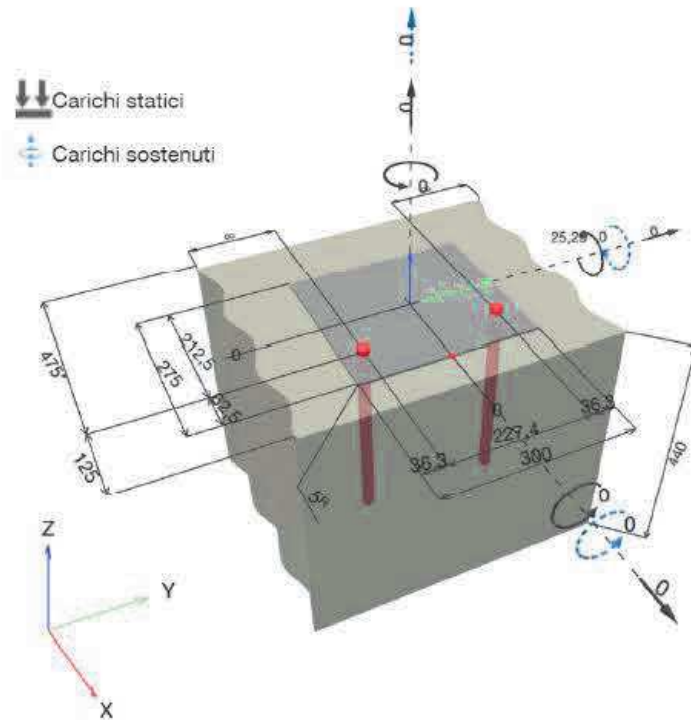
$$V_{rd, \text{amplificato}} = 85 * 1.5 = 127.5 \text{ kN}$$

Verifica Tasselli per azione flettente

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-RE 500 V4 + HAS-U 8.8 M20	
Vita utile (durata in anni):	50	
Codice articolo:	2223888 HAS-U 8.8 M20x400 (inserire) / 2287552 HIT-RE 500 V4 (resina)	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act} = 320,0 \text{ mm}$ ($h_{ef,limit} = - \text{ mm}$)	
Materiale:	8.8	
Certificazione No.:	ETA 20/0541	
Emesso l Valido:	09/06/2023 -	
Prova:	metodo di calcolo EN 1992-4, chimica	
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0,0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 5,0 \text{ mm}$	
Piastra d'ancoraggio ^R :	$l_x \times l_y \times t = 275,0 \text{ mm} \times 300,0 \text{ mm} \times 5,0 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)	
Profilo:	nessun profilo	
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C35/45, $f_{c,cyl} = 35,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 440,0 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lunga: 0/0 °C, Coefficiente parziale di sicurezza materiale definito dall'utente $\gamma_c = 1,000$	
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto	
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \emptyset) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$) con armatura di bordo longitudinale $d \geq 12,0 \text{ [mm]}$ + maglia chiusa (staffe) $s \leq 100,0 \text{ [mm]}$ Armatura per controllare la fessurazione in conformità a N 1992-4, 7.2.1.7 (2) b) 2) presente	

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



1.1 Combinazione carichi

Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Util. max. Tassello [%]
1	Combinazione 1	$N = 0,000; V_x = 0,000; V_y = 0,000;$ $M_x = 0,000; M_y = -25,290; M_z = 0,000;$ $N_{susc} = 0,000; M_{x,susc} = 0,000; M_{y,susc} = 0,000;$	no	no	84

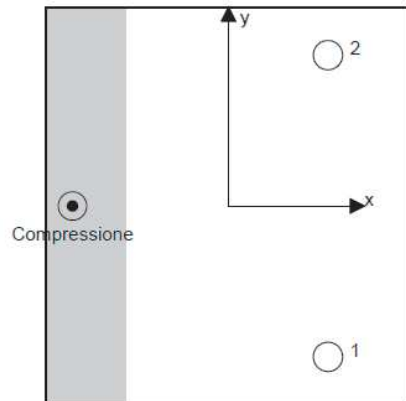
2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	65,598	0,000	0,000	0,000
2	65,598	0,000	0,000	0,000

Compressione max. nel calcestruzzo: 0,49 [‰]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 14,77 [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0,0/0,0): 0,000 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(19,7/150,0): 131,196 [kN]



3 Carico di trazione (EN 1992-4, sezione 7.2.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	65,598	130,667	51	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	131,196	181,932	73	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	131,196	156,857	84	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{M,s}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
196,000	1,500	130,667	65,598

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{M,p}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \psi_{g,Np} \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,Np} \cdot \psi_{ec2,Np} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.13)}$$

$$N_{Rk,p}^0 = \psi_{sus} \cdot \tau_{RK} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14)}$$

$$\psi_{sus} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14a)}$$

$$s_{cr,Np} = 7,3 \cdot d \cdot \sqrt{\psi_{sus} \cdot \tau_{RK}} \leq 3 \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.15)}$$

$$\psi_{g,Np} = \psi_{g,Np}^0 \cdot \left(\frac{s}{s_{cr,Np}} \right)^{0,5} \cdot (\psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.17)}$$

$$\psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{\tau_{RK}}{\tau_{RK,c}} \right)^{1,5} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.18)}$$

$$\tau_{RK,c} = \frac{k_3}{\pi \cdot d} \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck}} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.19)}$$

$$\psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.20)}$$

$$\psi_{ec1,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c1,N}}{s_{cr,Np}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$$\psi_{ec2,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c2,N}}{s_{cr,Np}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{RK,ucr,20}$ [N/mm ²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]
338,354	341,056	16,00	584,0	292,0	125,0	35,00
ψ_c	$\tau_{RK,cr}$ [N/mm ²]	k_3	$\tau_{RK,c}$ [N/mm ²]	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1,058	10,58	7,700	12,97	1,109	1,041	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$	
0,0	1,000	0,0	1,000	0,828	1,000	
ψ_{sus}^0	α_{sus}	ψ_{sus}				
0,880	0,000	1,000				
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]		
212,634	181,932	1,000	181,932	131,196		

ID gruppo ancoranti

1, 2

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{M,c}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}^0}{A_{c,N}} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{or,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,1}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,2}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,ck}$ [N/mm ²]		
712.440	921.600	480,0	960,0	35,00		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	
0,0	1,000	0,0	1,000	0,778	1,000	
z [mm]	$\psi_{M,N}$	k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
192,8	1,000	7,700	260,765	1,000	156,857	131,196

ID gruppo ancoranti

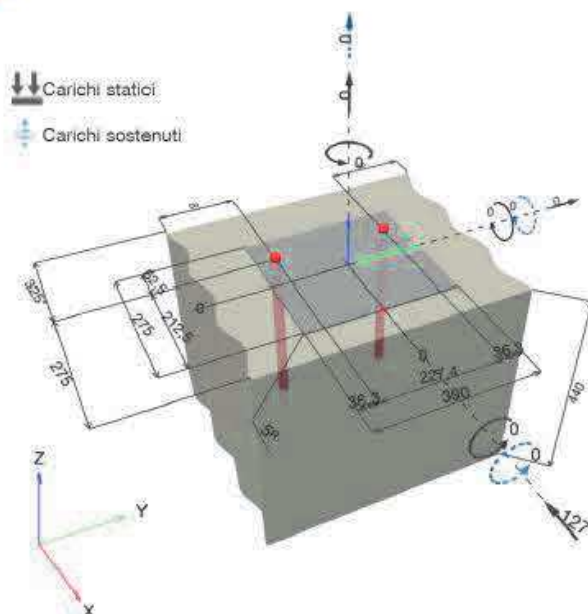
1, 2

Verifica Tasselli per azione di taglio

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-RE 500 V4 + HAS-U 8.8 M20	
Vita utile (durata in anni):	50	
Codice articolo:	2223888 HAS-U 8.8 M20x400 (inserire) / 2287552 HIT-RE 500 V4 (resina)	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act} = 320,0$ mm ($h_{ef,limit} = -$ mm)	
Materiale:	8.8	
Certificazione No.:	ETA 20/0541	
Emesso l Validato:	09/06/2023 -	
Prova:	metodo di calcolo EN 1992-4, chimica	
Fissaggio distanziato:	$e_o = 0,0$ mm (Senza distanziamento); $t = 5,0$ mm	
Piastra d'ancoraggio ^A :	$l_x \times l_y \times t = 275,0$ mm x $300,0$ mm x $5,0$ mm; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)	
Profilo:	nessun profilo	
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C35/45, $f_{c,cyl} = 35,00$ N/mm ² ; $h = 440,0$ mm, Temp. Breve/Lunga: 0/0 °C, Coefficiente parziale di sicurezza materiale definito dall'utente $\gamma_c = 1,000$	
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto	
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature ≥ 150 mm (qualunque \emptyset) o ≥ 100 mm ($\emptyset \leq 10$ mm) con armatura di bordo longitudinale $d \geq 12,0$ [mm] + maglia chiusa (staffe) $s \leq 100,0$ [mm] Armatura per controllare la fessurazione in conformità a N 1992-4, 7.2.1.7 (2) b) 2) presente	

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



1.1 Combinazione carichi

Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Util. max. Tassello [%]
1	Combinazione 1	N = 0,000; V _x = -127,000; V _y = 0,000; M _x = 0,000; M _y = 0,000; M _z = 0,000; N _{sus} = 0,000; M _{x,sus} = 0,000; M _{y,sus} = 0,000;	no	no	81

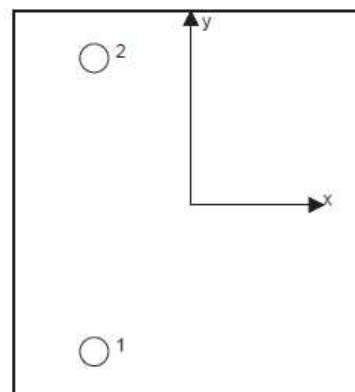
2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0,000	63,500	-63,500	0,000
2	0,000	63,500	-63,500	0,000

Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0,0/0,0): 0,000 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(0,0/0,0): 0,000 [kN]



Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.

4 Carico di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β _v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	63,500	78,400	81	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	127,000	351,512	37	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x-**	127,000	171,122	75	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{M,s}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2}$$

$$V_{Rk,s} = k_{\tau} \cdot V_{Rk,s}^0 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.35)}$$

V _{Rk,s} ⁰ [kN]	k _τ	V _{Rk,s} [kN]	γ _{M,s}	V _{Rd,s} [kN]	V _{Ed} [kN]
98,000	1,000	98,000	1,250	78,400	63,500

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,op} = \frac{V_{Rk,op}}{\gamma_{M,c,p}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2}$$

$$V_{Rk,op} = k_g \cdot \min \{N_{Rk,c}; N_{Rk,p}\} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.39c)}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 - e_{V,1}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 - e_{V,2}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k_g	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	
712.440	921.600	480,0	960,0	2,000	35,00	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	$\psi_{M,N}$
0,0	1,000	0,0	1,000	0,872	1,000	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,op}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
7,700	260,765	1,000	351,512	127,000		

ID gruppo ancoranti

1, 2

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x-

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{M,c}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2}$$

$$V_{Rk,c} = k_T \cdot V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{\alpha,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{re,V} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.40)}$$

$$V_{Rk,c}^0 = k_g \cdot d_{nom}^2 \cdot l_f^2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.41)}$$

$$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1}\right) \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.42)}$$

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1}\right)^{0,2} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.43)}$$

$$A_{c,V}^0 = 4,5 \cdot c_1^2 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.44)}$$

$$\psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5 \cdot c_1} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.45)}$$

$$\psi_{h,V} = \left(\frac{1,5 \cdot c_1}{h}\right)^{0,5} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.46)}$$

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 - e_V}{3 \cdot c_1}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.47)}$$

$$\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0,5 \cdot \sin \alpha_V)^2}} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.48)}$$

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_g	α	β	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	
240,0	20,00	1,700	0,086	0,057	35,00	
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]				
325,0	529.056	475.312				
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	α_V [°]	$\psi_{\alpha,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$
1,000	1,053	0,00	1,000	0,0	1,000	1,400
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	k_T	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
104,326	1,0	1,000	171,122	127,000		

Verifica piastra di base per connessione montante al cordolo in c.a. Barriera H3

La piastra di base è costituita da 3 tasselli chimici M20 cl. 8.8 post installati. Tale elemento è soggetto ad una azione di momento e una azione di taglio derivanti dalle rispettive resistenze plastiche del profilo collegato alla piastra di base, amplificate per un fattore di sovra resistenza pari a 1.5. Si riportano di seguito le verifiche degli ancoranti.


$$M_{rd, \text{plastico}} = 20 \text{ kNm}$$

$$M_{rd, \text{plastico, amplificato}} = 20 * 1.5 = 30 \text{ kNm}$$

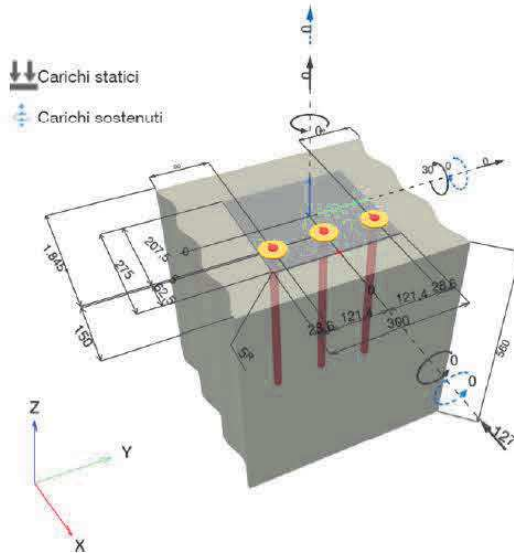
$$V_{rd} = 125 * 5 * 235 / (3)^{0.5} = 85 \text{ kN}$$

$$V_{rd, \text{amplificato}} = 85 * 1.5 = 127.5 \text{ kN}$$

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-RE 500 V4 + HAS-U 8.8 M20	
Vita utile (durata in anni):	50	
Codice articolo:	non disponibile (inserire) / 2287552 HIT-RE 500 V4 (resina)	
Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio ausiliare tra piastra e ancorante.		
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act} = 400,0 \text{ mm}$ ($h_{ef,limit} = - \text{ mm}$)	
Materiale:	8.8	
Certificazione No.:	ETA 20/0541	
Emesso l Valido:	09/06/2023 -	
Prova:	SOFA based on EN 1992-4, Chemical	
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0,0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 5,0 \text{ mm}$	
Piastra d'ancoraggio ^R :	$l_x \times l_y \times t = 275,0 \text{ mm} \times 300,0 \text{ mm} \times 5,0 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)	
Profilo:	nessun profilo	
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C35/45, $f_{c,cyl} = 35,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 560,0 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lunga: 0/0 °C, Coefficiente parziale di sicurezza materiale definito dall'utente $\gamma_c = 1,000$	
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto	
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \emptyset) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$) con armatura di bordo longitudinale $d \geq 12,0 \text{ [mm]}$ + maglia chiusa (staffe) $s \leq 100,0 \text{ [mm]}$ Armatura per controllare la fessurazione in conformità a N 1992-4, 7.2.1.7 (2) b) 2) presente	

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



1.1 Combinazione carichi

Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Util. max. Tassello [%]
1	Combinazione 1	$N = 0,000; V_x = -127,000; V_y = 0,000;$ $M_x = 0,000; M_y = -30,000; M_z = 0,000;$ $N_{sus} = 0,000; M_{x,sus} = 0,000; M_{y,sus} = 0,000;$	no	no	82

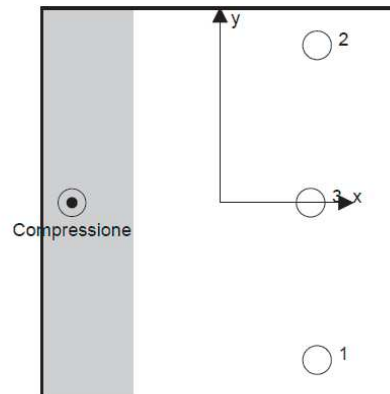
2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	53,913	42,333	-42,333	0,000
2	53,913	42,333	-42,333	0,000
3	52,027	42,333	-42,333	0,000

Compressione max. nel calcestruzzo: 0,51 [%]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 15,31 [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0,0/0,0): 0,000 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(23,2/150,0): 159,853 [kN]



Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.

3 Carico di trazione EN 1992-4, sezione 7.2.1

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	53,913	130,667	42	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	159,853	277,205	58	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	159,853	213,400	75	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{M,s}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
196,000	1,500	130,667	53,913

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{M,p}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \psi_{g,Np} \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,Np} \cdot \psi_{ec2,Np} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.13)}$$

$$N_{Rk,p}^0 = \psi_{sus} \cdot \tau_{Rk} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14)}$$

$$\psi_{sus} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14a)}$$

$$S_{cr,Np} = 7,3 \cdot d \cdot \sqrt{\psi_{sus} \cdot \tau_{Rk}} \leq 3 \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.15)}$$

$$\psi_{g,Np} = \psi_{g,Np}^0 \cdot \left(\frac{s}{S_{cr,Np}} \right)^{0,5} \cdot (\psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.17)}$$

$$\psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{\tau_{Rk}}{\tau_{Rk,c}} \right)^{1,5} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.18)}$$

$$\tau_{Rk,c} = \frac{k_3}{\pi \cdot d} \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck}} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.19)}$$

$$\psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{C_{cr,Np}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.20)}$$

$$\psi_{ec1,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c1,N}}{S_{cr,Np}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$$\psi_{ec2,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c2,N}}{S_{cr,Np}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,UR20}$ [N/mm ²]	$S_{cr,Np}$ [mm]	$C_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]
368,366	341,056	16,00	584,0	292,0	150,0	35,00
ψ_c	$\tau_{Rk,cr}$ [N/mm ²]	k_3	$\tau_{Rk,c}$ [N/mm ²]	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1,058	10,58	7,700	14,50	1,276	1,131	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$	
0,0	1,000	0,0	1,000	0,854	1,000	
ψ_{sus}^0	α_{sus}	ψ_{sus}				
0,880	0,000	1,000				
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]		
265,793	277,205	1,000	277,205	159,853		

ID gruppo ancoranti

1-3

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{M,c}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = S_{cr,N} \cdot S_{cr,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,1}}{S_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,2}}{S_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$S_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,chl}$ [N/mm ²]		
1.088.100	1.440.000	600,0	1.200,0	35,00		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	
0,0	1,000	0,0	1,000	0,775	1,000	
z [mm]	$\psi_{M,N}$	k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
187,7	1,000	7,700	364,431	1,000	213,400	159,853

ID gruppo ancoranti

1-3

4 Carico di taglio EN 1992-4, sezione 7.2.2

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	42,333	78,400	54	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	127,000	426,828	30	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x-**	127,000	728,658	18	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{M,s}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.35)}$$

$V_{Rk,s}^0$ [kN]	k_7	$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
98,000	1,000	98,000	1,250	78,400	42,333

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,op} = \frac{V_{Rk,op}}{\gamma_{M,o,p}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2}$$

$$V_{Rk,op} = k_g \cdot \min \{ N_{Rk,o}, N_{Rk,p} \} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.39c)}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{v,1}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{v,2}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N} [mm^2]$	$A_{c,N}^0 [mm^2]$	$c_{cr,N} [mm]$	$s_{cr,N} [mm]$	k_g	$f_{c,cyl} [N/mm^2]$	
1.088.100	1.440.000	600,0	1.200,0	2,000	35,00	
$e_{c1,V} [mm]$	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V} [mm]$	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	$\psi_{M,N}$
0,0	1,000	0,0	1,000	0,775	1,000	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0 [kN]$	$\gamma_{M,o,p}$	$V_{Rd,op} [kN]$	$V_{Ed} [kN]$		
7,700	364,431	1,000	426,828	127,000		

ID gruppo ancoranti

1-3

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x-

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{M,c}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2}$$

$$V_{Rk,c} = k_T \cdot V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{\alpha,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{re,V} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.40)}$$

$$V_{Rk,c}^0 = k_g \cdot d_{nom}^2 \cdot l_f^2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.41)}$$

$$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1} \right) \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.42)}$$

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1} \right)^{0,2} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.43)}$$

$$A_{c,V}^0 = 4,5 \cdot c_1^2 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.44)}$$

$$\psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5 \cdot c_1} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.45)}$$

$$\psi_{h,V} = \left(\frac{1,5 \cdot c_1}{h} \right)^{0,5} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.46)}$$

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_V}{3 \cdot c_1} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.47)}$$

$$\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0,5 \cdot \sin \alpha_V)^2}} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.48)}$$

$l_f [mm]$	$d_{nom} [mm]$	k_g	α	β	$f_{c,cyl} [N/mm^2]$	
240,0	20,00	1,700	0,036	0,040	35,00	
$c_1 [mm]$	$A_{c,V} [mm^2]$	$A_{c,V}^0 [mm^2]$				
1.845,0	3.235.568	15.318.112				
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\alpha_V [^\circ]$	$\psi_{\alpha,V}$	$e_{c,V} [mm]$	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$
1,000	2,223	0,00	1,000	0,0	1,000	1,400
$V_{Rk,c}^0 [kN]$	k_T	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c} [kN]$	$V_{Ed} [kN]$		
1.108,410	1,0	1,000	728,658	127,000		

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.3)

Rottura dell'acciaio

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,413	0,540	2,000	47	OK

$$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha \leq 1,0$$

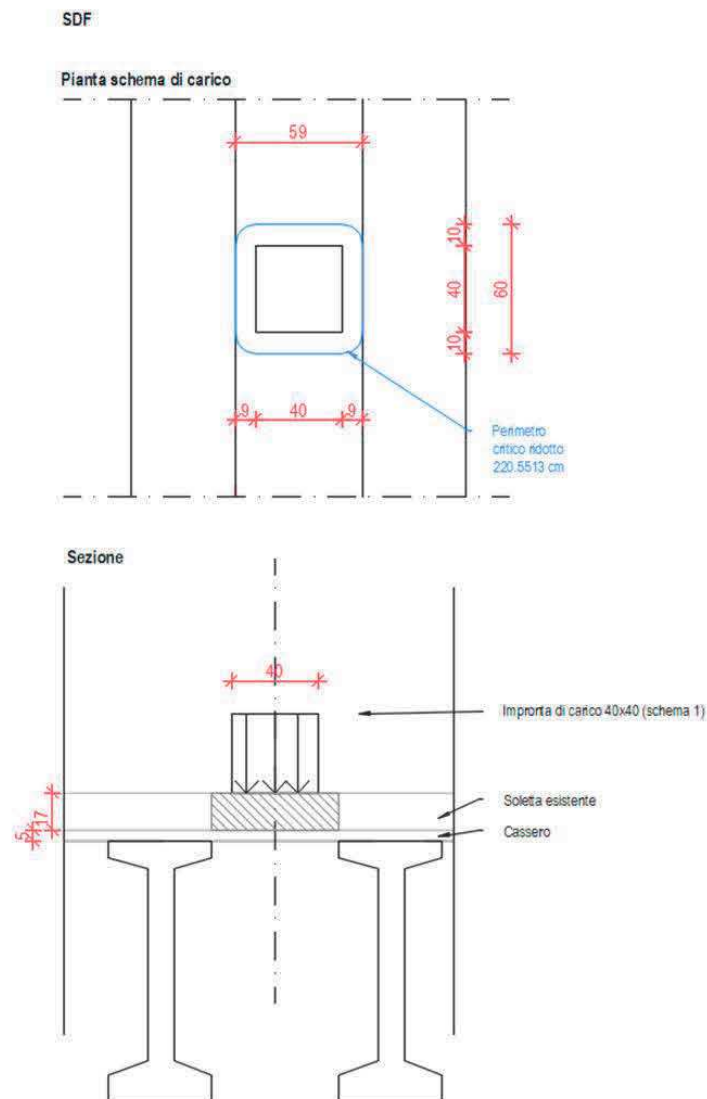
Rottura del calcestruzzo

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,749	0,298	1,500	82	OK

$$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha \leq 1,0$$

Verifica della soletta – Schema di carico 2 (NTC18)

Si riportano di seguito le verifiche a punzonamento eseguite sulla soletta allo stato di fatto. La verifica viene effettuata considerando il carico concentrato più gravoso derivante dallo schema di carico 1 (pari a 150 kN) applicato su una superficie 40x40 cm. A favore di sicurezza, per la determinazione del perimetro critico, è stata trascurata la presenza del pacchetto stradale ipotizzando il carico applicato direttamente all'estradosso della soletta esistente in c.a.. Si riporta di seguito lo schema di calcolo utilizzato e le verifiche eseguite mediante foglio elettronico.

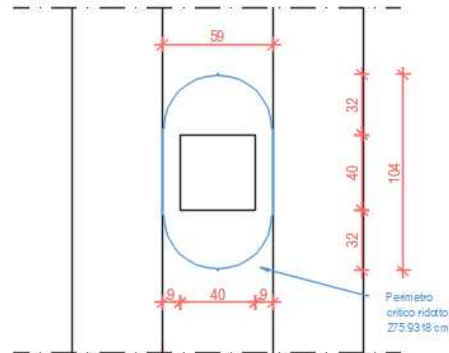


Punzonamento impronta rettangolare			
			Schema 1
spessore piastra	h	mm	117
copriferrero	c	mm	58,5
diametro barre dy	$\phi//$	mm	8
Area barre dy	A_y	mm	50,24
interasse barre dy		mm	200
diametro barre dz	$\phi\perp$	mm	10
Area barre dy	A_z	mm	78,5
interasse barre dz		mm	200
altezza utile	d	mm	49,5
N punzonamento	N	kN	211
Resistenza caratteristica cis	f_{ck}	Mpa	9,7
	γ_c		1
Fattore di confidenza	FC		1,2
	α		1
	f_{cd}	Mpa	8,08
parametro EC2	k	-	2
parametro EC2	$C_{Rd,c}$	-	0,18
parametro EC2	k_1	-	0,15
Compressione assiale	σ_{cp}	Mpa	0
Resistenza piastre prive di armature a taglio - u0			
Parametro β approssimato	β	-	1
base pilastro/impronta di carico	b//	mm	570
altezza pilastro/impronta di carico	b \perp	mm	570
perimetro di verifica 0	u_0	mm	2280
tensione massima di taglio	v_{ed}	Mpa	1,87
	v		0,58
	$V_{rd,max}$	Mpa	2,33
		UC	0,80
Resistenza piastre prive di armature a taglio - u1- perimetro critico			
Parametro β approssimato	β	-	1
base elemnto resistente/impronta di carico	b//	mm	600
altezza pilastro/impronta di carico	b \perp	mm	590
perimetro di verifica 1	u_1	mm	2205
tensione massima di taglio	v_{ed}	Mpa	1,935106164
Larghezza piastra per calcolo $\rho//$		mm	600
Larghezza piastra per calcolo $\rho\perp$		mm	590
rapporto armature y	$\rho//$	-	0,00507
rapporto armature z	$\rho\perp$	-	0,00793
parametro EC2	ρ_1	-	0,00634
	V_{min}	Mpa	0,281454555
	$V_{rd,c}$	Mpa	0,620784426
		UC	3,12

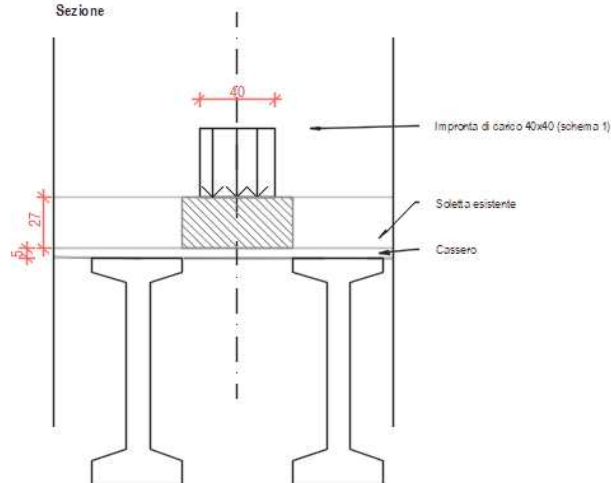
La soletta esistente non risulta soddisfatta pertanto si procede al rinforzo della stessa mediante nuova soletta superiore collegata a quella esistente. Lo spessore del rinforzo è pari a 10 cm con armatura trasversale costituita da barre $\Phi 12 / 10$ cm e da barre longitudinale $\Phi 10 / 20$ cm. Si procede pertanto alla riverifica a punzonamento della soletta seguendo lo schema di carico di seguito riportato, in cui viene esplicitato il nuovo perimetro critico di verifica considerato.

SDP

Pianta schema di carico



Sezione



Punzonamento impronta rettangolare			
			Schema 1
spessore piastra coprifera	h	mm	270
	c	mm	50
diametro barre dy	$\phi//$	mm	10
Area barre dy	A_y	mm	78.5
interasse barre dy		mm	200
diametro barre dz	$\phi\perp$	mm	12
Area barre dy	A_z	mm	113.04
interasse barre dz		mm	200
altezza utile	d	mm	209
N punzonamento	N	kN	211
Resistenza caratteristica cis	f_{ck}	Mpa	9.7
	γ_c		1
Fattore di confidenza	FC		1.2
	α		1
	f_{cd}	Mpa	8.08
parametro EC2	k	-	1.978231976
parametro EC2	$C_{Rd,c}$	-	0.18
parametro EC2	k_1	-	0.15
Compressione assiale	σ_{cp}	Mpa	0
Resistenza piastre prive di armature a taglio - u0			
Parametro β approssimato	β	-	1
base pilastro/impronta di carico	b//	mm	570
altezza pilastro/impronta di carico	b \perp	mm	570
perimetro di verifica 0	u_0	mm	2280
tensione massima di taglio	v_{ed}	Mpa	0.44
	v		0.58
	$V_{rd,max}$	Mpa	2.33
		UC	0.19
Resistenza piastre prive di armature a taglio - u1- perimetro critico			
Parametro β approssimato	β	-	1
base elemento resistente/impronta di carico	b//	mm	1310
altezza pilastro/impronta di carico	b \perp	mm	860
perimetro di verifica 1	u_1	mm	2760
tensione massima di taglio	v_{ed}	Mpa	0.366153526
Larghezza piastra per calcolo $\rho//$		mm	1310
Larghezza piastra per calcolo $\rho\perp$		mm	860
rapporto armature y	$\rho//$	-	0.00188
rapporto armature z	$\rho\perp$	-	0.00270
parametro EC2	ρ_1	-	0.00225
	V_{min}	Mpa	0.276872049
	$V_{rd,c}$	Mpa	0.434881993
		UC	0.84

Avendo riscontrato coefficienti di sicurezza superiori all'unità, la verifica risulta ora soddisfatta.

VERIFICA TRAVI PREFABBRICATE

Come anticipato nei paragrafi precedenti, l'armatura lenta e precompressa globale delle travi prefabbricate non è nota in quanto gli esecutivi dell'epoca non sono disponibili. E' stato effettuato un saggio sulle travi prefabbricate da cui è stato possibile ricavare il numero e il diametro dei trefoli inferiori. Le travi sono state realizzate dalla ditta SCAC. Nota la geometria della sezione e la ditta produttrice, è stato possibile risalire ad una plausibile maschera di precompressione che presenta similitudini con progetto in esame.

Mediante un progetto simulato è stato inoltre possibile identificare un momento resistente plausibile della sezione valutato secondo i carichi prevista dalla normativa dell'epoca ("Circolare n. 91 del 14 Febbraio 1961- Norme relative ai carichi per il collaudo dei ponti stradali"). Dallo studio è emerso che per poter essere verificato la trave doveva essere collegata alla soletta in c.a. soprastante. Non avendo però la certezza assoluta si è deciso comunque di intervenire sulle travi realizzando un collegamento all'estradosso delle travi precomprese con la soletta esistente e il nuovo getto di rinforzo della soletta previsto per soddisfare le verifiche a punzonamento della stessa. In tal modo le verifiche risultano soddisfatte.

INDICATORE DI RISCHIO SISMICO

E' stata eseguita sulla struttura una analisi simica per identificare le criticità degli elementi strutturali nei confronti delle sollecitazioni orizzontali.

Si riportato di seguito i coefficienti di resistenza per le spalle uno spettro da normativa allo SLV.

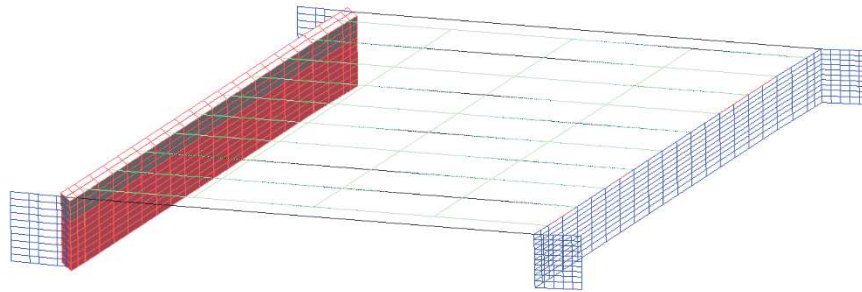


Fig.43 Spalla Sinistra

Quota	510		Base	Coeff. gamma comb. barriere anti-urto	N	M12	M13	T12	T13	Passo flessione nel Piano					Passo flessione fuori Piano									
	Val. fm	D comb.								Resistenza di progetto a comp. passibile	lunghezza	Altezza	Tensione nom. a k n ed. b	Resistenza a passo flessione	Coeff. Verifica	Resistenza di progetto a comp. passibile	lunghezza	Altezza	Tensione nom. a k n ed. b	Resistenza a passo flessione	Coeff. Verifica			
					kN	kNm	kNm	kN	kN	M Pa	B	t	σ0	M zi	C/S	M Pa	t	L	σ0	M zi	C/S			
N M ax	kN	-937.18	27.00	1.0		-937.175	1394.45	-745.312	-675.023	429.554	0.802	14570	560	0.115	5678	0.246	ok	0.802	560	14570	0.115	218	3.415	NO
N m n	kN	-3945.22	18.00	1.0		-3945.12	-1439.7	842.645	681.799	-430.75	0.802	14570	560	0.484	8367	0.172	ok	0.802	560	14570	0.484	322	2.620	NO
T12m ax	kN	68180	18.00	1.0		-3945.12	-1439.7	842.645	681.799	-430.75	0.802	14570	560	0.484	8367	0.172	ok	0.802	560	14570	0.484	322	2.620	NO
T12m n	kN	-675.02	27.00	1.0		-937.175	1394.45	-745.312	-675.023	429.554	0.802	14570	560	0.115	5678	0.246	ok	0.802	560	14570	0.115	218	3.415	NO
T13m ax	kN	429.55	27.00	1.0		-937.175	1394.45	-745.312	-675.023	429.554	0.802	14570	560	0.115	5678	0.246	ok	0.802	560	14570	0.115	218	3.415	NO
T13m n	kN	-430.75	18.00	1.0		-3945.12	-1439.7	842.645	681.799	-430.75	0.802	14570	560	0.484	8367	0.172	ok	0.802	560	14570	0.484	322	2.620	NO
M 12 m ax	kNm	1422.02	11.00	1.0		-945.154	1422.02	-741.918	-658.041	426.503	0.802	14570	560	0.116	5716	0.249	ok	0.802	560	14570	0.116	220	3.277	NO
M 12 m n	kNm	-1467.10	2.00	1.0		-3937.14	-1467.3	839.351	664.817	-427.7	0.802	14570	560	0.483	8391	0.175	ok	0.802	560	14570	0.483	323	2.602	NO
M 13 m ax	kNm	842.65	18.00	1.0		-3945.12	-1439.7	842.645	681.799	-430.75	0.802	14570	560	0.484	8367	0.172	ok	0.802	560	14570	0.484	322	2.620	NO
M 13 m n	kNm	-745.31	27.00	1.0		-937.175	1394.45	-745.312	-675.023	429.554	0.802	14570	560	0.115	5678	0.246	ok	0.802	560	14570	0.115	218	3.415	NO

Quota	701		Sen. m. b.	Coeff. gamma comb. barriere anti-urto	N	M12	M13	T12	T13	Passo flessione nel Piano					Passo flessione fuori Piano					Taglio per acciamento									
	Val. fm	D comb.								Resistenza di progetto a comp. passibile	lunghezza	Altezza	Tensione nom. a k n ed. b	Resistenza a passo flessione	Coeff. Verifica	Resistenza di progetto a comp. passibile	lunghezza	Altezza	Tensione nom. a k n ed. b	Resistenza a passo flessione	Coeff. Verifica	M Pa	M Pa	M Pa					
					kN	kNm	kNm	kN	kN	M Pa	B	H	σ0	M zi	C/S	M Pa	t	L	σ0	M zi	C/S	σ0	σ0	σ0					
N M ax	kN	-1096.17	27.00	1.0		-1096.17	504.096	-154.138	-733.249	326.136	0.802	14570	560	0.234	6413	0.279	ok	0.802	560	14570	0.234	246	0.625	ok	0.364	0.553	436	1.684	NO
N m n	kN	-3308.39	18.00	1.0		-3308.39	-657.77	223.767	761.618	-344.77	0.802	14570	560	0.405	9774	0.267	ok	0.802	560	14570	0.405	376	0.596	ok	0.364	0.280	654	1.264	NO
T12m ax	kN	761.62	18.00	1.0		-3308.39	-657.77	223.767	761.618	-344.77	0.802	14570	560	0.405	9774	0.267	ok	0.802	560	14570	0.405	376	0.596	ok	0.364	0.280	654	1.264	NO
T12m n	kN	-733.25	27.00	1.0		-1096.17	504.096	-154.138	-733.249	326.136	0.802	14570	560	0.234	6413	0.279	ok	0.802	560	14570	0.234	246	0.625	ok	0.364	0.553	436	1.684	NO
T13m ax	kN	504.10	27.00	1.0		-1096.17	504.096	-154.138	-733.249	326.136	0.802	14570	560	0.234	6413	0.279	ok	0.802	560	14570	0.234	246	0.625	ok	0.364	0.553	436	1.684	NO
T13m n	kN	-344.77	18.00	1.0		-3308.39	-657.77	223.767	761.618	-344.77	0.802	14570	560	0.405	9774	0.267	ok	0.802	560	14570	0.405	376	0.596	ok	0.364	0.280	654	1.264	NO
M 12 m ax	kNm	922.48	21.00	1.0		-3158.71	922.478	229.778	753.157	-336.99	0.802	14570	560	0.287	9551	0.293	ok	0.802	560	14570	0.287	382	0.601	ok	0.364	0.278	639	1.378	NO
M 12 m n	kNm	-1076.45	33.00	1.0		-1245.86	-1076.2	-160.149	-724.788	318.36	0.802	14570	560	0.233	7044	0.253	ok	0.802	560	14570	0.233	271	0.592	ok	0.364	0.555	450	1.690	NO
M 13 m ax	kNm	232.29	4.00	1.0		-3301.59	897.021	232.287	725.867	-335.88	0.802	14570	560	0.405	9783	0.295	ok	0.802	560	14570	0.405	376	0.596	ok	0.364	0.280	653	1.258	NO
M 13 m n	kNm	-282.66	15.00	1.0		-1102.97	-1051.3	-162.658	-707.498	317.248	0.802	14570	560	0.235	6443	0.263	ok	0.802	560	14570	0.235	248	0.657	ok	0.364	0.553	436	1.620	NO

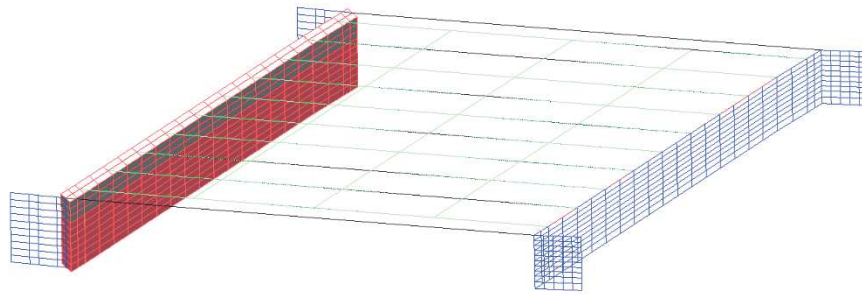


Fig.44 Spalla Destra

Quota	415	Base	Valbm	D comb.	Coeff.ganna a comb	Coeff.azimite ana	Resistenza di progetto a compressione					Resistenza a flessione				Resistenza a flessione fuori piano								
							M	M12	M13	T12	T13	σ ₀	M _{zi}	CS	σ ₀	M _{zi}	CS	σ ₀	M _{zi}	CS				
							kN	kNm	kNm	kN	kN	Mpa	kNm	-	Mpa	kNm	-	Mpa	kNm	-				
N M ax	kN	-1628.82	15.00	1.0	1.0	-1628.82	-1800.9	-438.708	-693.72	219.404	0.802	14570	560	0.200	8393	0.215	ok	0.802	560	14570	0.200	323	1360	NG
N m in	kN	-3442.23	6.00	1.0	1.0	-3442.23	1696.74	525.087	689.687	-210.9	0.802	14570	560	0.422	9567	0.177	ok	0.802	560	14570	0.422	368	1428	NG
T12m ax	kN	706.02	37.00	1.0	1.0	-3170.83	919.543	435.317	706.017	-173.32	0.802	14570	560	0.389	9939	0.093	ok	0.802	560	14570	0.389	382	1340	NG
T12m in	kN	-710.05	48.00	1.0	1.0	-1900.11	-1023.7	-348.939	-710.05	181.822	0.802	14570	560	0.233	9116	0.112	ok	0.802	560	14570	0.233	350	0.896	ok
T13m ax	kN	219.97	16.00	1.0	1.0	-1769.32	-1804.5	-436.477	-694.225	219.965	0.802	14570	560	0.217	8792	0.205	ok	0.802	560	14570	0.217	338	1292	NG
T13m in	kN	-611.86	5.00	1.0	1.0	-3301.62	1700.39	522.855	690.192	-211.466	0.802	14570	560	0.405	9783	0.174	ok	0.802	560	14570	0.405	376	1390	NG
M 12 m ax	kNm	1709.28	21.00	1.0	1.0	-3295.15	1709.13	520.85	653.397	-208.48	0.802	14570	560	0.404	9792	0.175	ok	0.802	560	14570	0.404	376	1384	NG
M 12 m in	kNm	-1813.28	32.00	1.0	1.0	-1775.76	-1813.3	-434.472	-657.43	216.989	0.802	14570	560	0.218	8809	0.206	ok	0.802	560	14570	0.218	339	1283	NG
M 13 m ax	kNm	525.09	6.00	1.0	1.0	-3442.23	1696.74	525.087	689.687	-210.9	0.802	14570	560	0.422	9567	0.177	ok	0.802	560	14570	0.422	368	1428	NG
M 13 m in	kNm	-438.71	15.00	1.0	1.0	-1628.82	-1800.9	-438.708	-693.72	219.404	0.802	14570	560	0.200	8393	0.215	ok	0.802	560	14570	0.200	323	1360	NG

Quota	705	Sommità	Valbm	D comb.	Coeff.ganna a comb	Coeff.azimite ana	Resistenza di progetto a compressione					Resistenza a flessione				Resistenza a flessione fuori piano								
							M	M12	M13	T12	T13	σ ₀	M _{zi}	CS	σ ₀	M _{zi}	CS	σ ₀	M _{zi}	CS				
							kN	kNm	kNm	kN	kN	Mpa	kNm	-	Mpa	kNm	-	Mpa	kNm	-				
N M ax	kN	-1623.09	15.00	1.0	1.0	-1623.09	-477.59	-19.7567	-816.582	144.506	0.802	14570	560	0.189	8376	0.057	ok	0.802	560	14570	0.189	322	0.061	ok
N m in	kN	-2754.30	6.00	1.0	1.0	-2754.3	569.705	129.247	790.714	-121.39	0.802	14570	560	0.338	10135	0.056	ok	0.802	560	14570	0.338	390	0.332	ok
T12m ax	kN	79158	5.00	1.0	1.0	-2607	566.223	125.418	791.58	-122.2	0.802	14570	560	0.320	10096	0.056	ok	0.802	560	14570	0.320	388	0.323	ok
T12m in	kN	-81745	16.00	1.0	1.0	-1770.4	-474.1	-15.9279	-817.448	145.315	0.802	14570	560	0.217	8795	0.054	ok	0.802	560	14570	0.217	338	0.047	ok
T13m ax	kN	145.28	32.00	1.0	1.0	-1771.98	-477.63	-15.4772	-785.492	145.377	0.802	14570	560	0.217	8799	0.054	ok	0.802	560	14570	0.217	338	0.046	ok
T13m in	kN	-122.26	21.00	1.0	1.0	-2605.41	569.746	124.967	789.624	-122.26	0.802	14570	560	0.319	10095	0.056	ok	0.802	560	14570	0.319	388	0.322	ok
M 12 m ax	kNm	573.23	22.00	1.0	1.0	-2752.71	573.228	128.796	758.758	-121.45	0.802	14570	560	0.337	10135	0.057	ok	0.802	560	14570	0.337	390	0.331	ok
M 12 m in	kNm	-481.21	31.00	1.0	1.0	-1624.68	-481.11	-19.306	-784.626	144.567	0.802	14570	560	0.189	8381	0.057	ok	0.802	560	14570	0.189	322	0.040	ok
M 13 m ax	kNm	132.08	2.00	1.0	1.0	-2751.45	-160.86	132.076	702.6	-120.12	0.802	14570	560	0.337	10135	0.056	ok	0.802	560	14570	0.337	390	0.339	ok
M 13 m in	kNm	-2249	11.00	1.0	1.0	-1625.94	252.98	-22.586	-728.469	143.234	0.802	14570	560	0.189	8384	0.030	ok	0.802	560	14570	0.189	322	0.070	ok

Come si evince dai coefficienti di sicurezza riportati nelle precedenti figure la verifica non soddisfa i requisiti normativi allo SLV. E' stata pertanto eseguita una serie di analisi volte ad identificare il tempo di ritorno minimo delle strutture tale per cui tutte le verifiche risultano soddisfatte con coeff. prossimi all'unità.

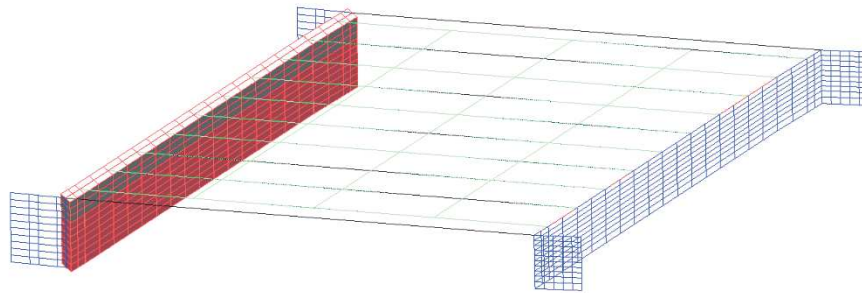


Fig.45 Spalla Sinistra

	Ve	hm	D	comb.	Coeff.gamma	combinazione	analisi	KN	KNm	KNm	KN	KN	M Pa	mm	mm	M Pa	KNm	-	M Pa	mm	mm	M Pa	KNm	-		
N Max	KN	-1767.16	27.00	18	1.0	1.0	1.0	-1767.16	550.938	-285.51	-277.336	180.33	0.802	14570	560	0.217	8786	0.063	ok	0.802	560	14570	0.217	338	0.845	ok
Nm m	KN	-3115.14	18.00	18	1.0	1.0	1.0	-3115.14	-596.22	382.843	284.112	-181.52	0.802	14570	560	0.382	9991	0.060	ok	0.802	560	14570	0.382	384	0.997	ok
T12m ax	KN	285.94	50.00	18	1.0	1.0	1.0	-3015.24	-189.06	325.345	285.937	-149.86	0.802	14570	560	0.370	10065	0.019	ok	0.802	560	14570	0.370	387	0.841	ok
T12m m	KN	-279.16	59.00	18	1.0	1.0	1.0	-1867.06	143.779	-228.012	-279.161	148.669	0.802	14570	560	0.229	9039	0.016	ok	0.802	560	14570	0.229	347	0.656	ok
T13m ax	KN	180.33	27.00	18	1.0	1.0	1.0	-1767.16	550.938	-285.51	-277.336	180.33	0.802	14570	560	0.217	8786	0.063	ok	0.802	560	14570	0.217	338	0.845	ok
T13m m	KN	-181.52	18.00	18	1.0	1.0	1.0	-3115.14	-596.22	382.843	284.112	-181.52	0.802	14570	560	0.382	9991	0.060	ok	0.802	560	14570	0.382	384	0.997	ok
M 12 max	KNm	547.65	11.00	18	1.0	1.0	1.0	-1770.55	567.654	-284.037	-270.058	179.007	0.802	14570	560	0.217	8795	0.065	ok	0.802	560	14570	0.217	338	0.840	ok
M 12 m m	KNm	-432.94	2.00	18	1.0	1.0	1.0	-3111.74	-613.24	381.37	276.814	-180.2	0.802	14570	560	0.381	9994	0.061	ok	0.802	560	14570	0.381	384	0.993	ok
M 13 max	KNm	382.84	18.00	18	1.0	1.0	1.0	-3115.14	-596.22	382.843	284.112	-181.52	0.802	14570	560	0.382	9991	0.060	ok	0.802	560	14570	0.382	384	0.997	ok
M 13 m m	KNm	-285.51	27.00	18	1.0	1.0	1.0	-1767.16	550.938	-285.51	-277.336	180.33	0.802	14570	560	0.217	8786	0.063	ok	0.802	560	14570	0.217	338	0.845	ok

Quota	701	Somma		Ve	hm	D	comb.	Coeff.gamma	combinazione	analisi	Pannello Resistenza nel Piano					Pannello Resistenza fuori Piano										
											N	M12	M13	T12	T13	Resistenza di progetto a compressione	lunghezza	Altezza	Tensione nom ale m edia	Resistenza a compressione	Coeff. Verifica	Resistenza di progetto a compressione	lunghezza	Altezza	Tensione nom ale m edia	Resistenza a compressione
N Max	KN	-1694.80	27.00	18	1.0	1.0	1.0	-1694.8	157.368	-44.8292	-293.505	131.746	0.802	14570	560	0.208	8587	0.018	ok	0.802	560	14570	0.208	330	0.136	ok
Nm m	KN	-2709.77	18.00	18	1.0	1.0	1.0	-2709.77	-311.04	114.458	321.874	-150.38	0.802	14570	560	0.332	10129	0.031	ok	0.802	560	14570	0.332	389	0.294	ok
T12m ax	KN	323.49	22.00	18	1.0	1.0	1.0	-2708.72	352.46	118.001	323.485	-147.18	0.802	14570	560	0.332	10129	0.035	ok	0.802	560	14570	0.332	389	0.303	ok
T12m m	KN	-295.12	31.00	18	1.0	1.0	1.0	-1695.85	-506.13	-48.3724	-293.516	128.553	0.802	14570	560	0.208	8590	0.059	ok	0.802	560	14570	0.208	330	0.147	ok
T13m ax	KN	131.75	27.00	18	1.0	1.0	1.0	-1694.8	157.368	-44.8292	-293.505	131.746	0.802	14570	560	0.208	8587	0.018	ok	0.802	560	14570	0.208	330	0.136	ok
T13m m	KN	-150.38	18.00	18	1.0	1.0	1.0	-2709.77	-311.04	114.458	321.874	-150.38	0.802	14570	560	0.332	10129	0.031	ok	0.802	560	14570	0.332	389	0.294	ok
M 12 max	KNm	358.41	21.00	18	1.0	1.0	1.0	-2560.84	358.414	115.754	322.487	-146.54	0.802	14570	560	0.334	10072	0.036	ok	0.802	560	14570	0.334	387	0.299	ok
M 12 m m	KNm	-512.09	32.00	18	1.0	1.0	1.0	-1843.73	-512.09	-46.1251	-294.118	127.914	0.802	14570	560	0.226	8982	0.057	ok	0.802	560	14570	0.226	345	0.234	ok
M 13 max	KNm	118.21	6.00	18	1.0	1.0	1.0	-2706.57	341.189	118.113	315.672	-146.42	0.802	14570	560	0.332	10128	0.034	ok	0.802	560	14570	0.332	389	0.303	ok
M 13 m m	KNm	-484.8	15.00	18	1.0	1.0	1.0	-1697.99	-494.86	-48.4843	-287.303	127.786	0.802	14570	560	0.208	8596	0.058	ok	0.802	560	14570	0.208	330	0.147	ok

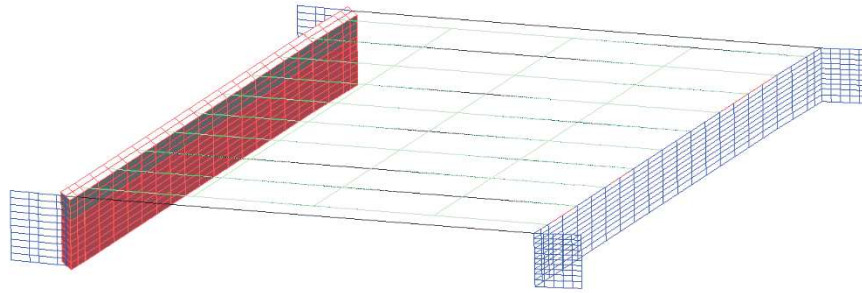


Fig.46 Spalla Destra

Quota 415 Base				Passo flessione nel Piano					Resistenza a				Passo flessione fuori Piano										
				Resistenza di progetto a compressione		Tensione nom a l m edia		Resistenza a passo flessione		Coeff. Verifica		Resistenza di progetto a compressione		Tensione nom a l m edia		Resistenza a passo flessione		Coeff. Verifica					
	Val m	D comb.	Coeff gamma a comb base ana base	N	M 12	M 13	T12	T13	si	B	t	σ ⁰	M zi	CS	si	t	L	σ ⁰	M zi	CS			
				kN	kNm	kNm	kN	kN	M Pa	mm	mm	M Pa	kNm	-	M Pa	mm	mm	M Pa	kNm	-			
N Max	kN	-213.69	15.00	1.0	-2113.69	-762.22	-159.677	-285.134	94.95	0.802	14570	560	0.259	9550	0.080	ok	0.802	560	14570	0.259	367	0.435	ok
N m m	kN	-2957.25	6.00	1.0	-2957.25	658.111	246.055	281.101	-86.443	0.802	14570	560	0.362	10096	0.065	ok	0.802	560	14570	0.362	388	0.634	ok
T12m ax	kN	294.16	37.00	1.0	-2762.1	333.327	207.143	294.164	-70.954	0.802	14570	560	0.339	10135	0.033	ok	0.802	560	14570	0.339	396	0.532	ok
T12m m	kN	-239.20	48.00	1.0	-2308.84	-437.43	-120.765	-298.197	79.461	0.802	14570	560	0.283	9442	0.044	ok	0.802	560	14570	0.283	378	0.219	ok
T13m ax	kN	95.51	16.00	1.0	-2254.19	-765.86	-157.445	-285.638	95.51	0.802	14570	560	0.276	9770	0.078	ok	0.802	560	14570	0.276	376	0.419	ok
T13m m	kN	-87.20	5.00	1.0	-2816.75	661.759	243.823	281.605	-87.003	0.802	14570	560	0.345	10134	0.065	ok	0.802	560	14570	0.345	390	0.626	ok
M 12 m ax	kNm	668.20	21.00	1.0	-2814.04	668.102	242.961	265.172	-85.695	0.802	14570	560	0.345	10135	0.066	ok	0.802	560	14570	0.345	390	0.624	ok
M 12 m m	kNm	-772.21	32.00	1.0	-2256.9	-772.21	-156.583	-269.205	94.202	0.802	14570	560	0.277	9774	0.079	ok	0.802	560	14570	0.277	376	0.417	ok
M 13 m ax	kNm	246.06	6.00	1.0	-2957.25	658.111	246.055	281.101	-86.443	0.802	14570	560	0.362	10096	0.065	ok	0.802	560	14570	0.362	388	0.634	ok
M 13 m m	kNm	-159.68	15.00	1.0	-2113.69	-762.22	-159.677	-285.134	94.95	0.802	14570	560	0.259	9550	0.080	ok	0.802	560	14570	0.259	367	0.435	ok

Quota 705 Som m ti				Passo flessione nel Piano					Resistenza a				Passo flessione fuori Piano										
				Resistenza di progetto a compressione		Tensione nom a l m edia		Resistenza a passo flessione		Coeff. Verifica		Resistenza di progetto a compressione		Tensione nom a l m edia		Resistenza a passo flessione		Coeff. Verifica					
	Val m	D comb.	Coeff gamma a comb base ana base	N	M 12	M 13	T12	T13	si	B	t	σ ⁰	M zi	CS	si	t	L	σ ⁰	M zi	CS			
				kN	kNm	kNm	kN	kN	M Pa	mm	mm	M Pa	kNm	-	M Pa	mm	mm	M Pa	kNm	-			
N Max	kN	-1908.84	15.00	1.0	-1908.84	-165.07	22.7423	-341.483	67.097	0.802	14570	560	0.234	9136	0.018	ok	0.802	560	14570	0.234	351	0.065	ok
N m m	kN	-2468.55	6.00	1.0	-2468.55	257.187	86.7475	315.615	-43.98	0.802	14570	560	0.303	10007	0.026	ok	0.802	560	14570	0.303	385	0.226	ok
T12m ax	kN	316.68	5.00	1.0	-2321.25	253.705	82.9187	316.481	-44.79	0.802	14570	560	0.284	9857	0.026	ok	0.802	560	14570	0.284	379	0.219	ok
T12m m	kN	-342.35	16.00	1.0	-2056.14	-161.59	26.5711	-342.349	67.907	0.802	14570	560	0.252	9445	0.017	ok	0.802	560	14570	0.252	363	0.073	ok
T13m ax	kN	67.93	32.00	1.0	-2056.82	-164.45	26.7848	-328.08	67.928	0.802	14570	560	0.252	9446	0.017	ok	0.802	560	14570	0.252	363	0.074	ok
T13m m	kN	-44.81	21.00	1.0	-2320.58	256.567	82.7051	302.212	-44.812	0.802	14570	560	0.284	9856	0.026	ok	0.802	560	14570	0.284	379	0.218	ok
M 12 m ax	kNm	260.15	22.00	1.0	-2467.88	260.049	86.5338	301.346	-44.003	0.802	14570	560	0.302	10006	0.026	ok	0.802	560	14570	0.302	385	0.225	ok
M 12 m m	kNm	-167.93	31.00	1.0	-1909.51	-167.93	22.956	-327.214	67.119	0.802	14570	560	0.234	9139	0.018	ok	0.802	560	14570	0.234	351	0.065	ok
M 13 m ax	kNm	88.02	2.00	1.0	-2467.38	-51.229	88.0223	279.722	-43.419	0.802	14570	560	0.302	10006	0.026	ok	0.802	560	14570	0.302	385	0.229	ok
M 13 m m	kNm	21.47	11.00	1.0	-1910.01	143.349	21.4675	-305.59	66.535	0.802	14570	560	0.234	9139	0.018	ok	0.802	560	14570	0.234	351	0.061	ok

Il periodo di ritorno per la quale si riscontra il soddisfacimento delle verifiche di circa 79 anni corrispondente al 41% dell'azione sismica prevista da normativa). Si riportano di seguito i coefficienti di sicurezza riscontrati per tale periodo di ritorno in cui si evince come alcuni elementi strutturali presentino ancora coefficienti di sicurezza superiori all'unità.

Alla luce di quanto esposto si riporta di seguito il calcolo dell'indice di rischio sismico.

Parametri sismici da normativa allo SLV (TR=712 anni)

SLU

SLV

Auto PVR = 10 % TR = 712 anni

Auto ag/g = 0.1778 Fo = 2.3846 Tc* = 0.2954 s

Parametri sismici che identificano la PGA tale per cui le verifiche risultano soddisfatte:

SLU

SLV

Auto PVR = 61 % TR = 79.6509 anni

Auto ag/g = 0.0739 Fo = 2.4781 Tc* = 0.27 s

Di conseguenza il valore dell'indicatore di rischi sismico

$$\zeta_E (\text{PGA}_C/\text{PGA}_D) = 0.0739g / 0.1778g = 0.416$$