

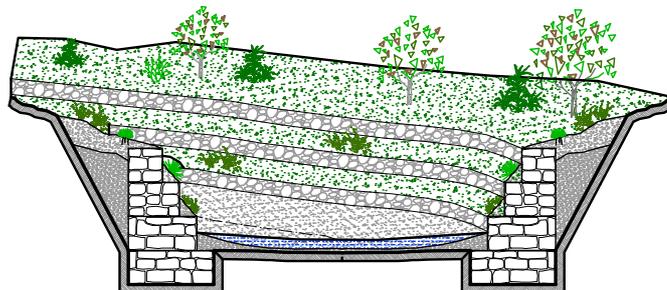


UFFICIO DEL COMMISSARIO STRAORDINARIO DELEGATO

"per la realizzazione degli interventi per la mitigazione del rischio idrogeologico
nella Regione Siciliana previsti nell'Accordo di Programma siglato il 30.03.2010"
OPCM10 dicembre 2010 ed ex OPCM 09luglio 2010, n.3886 art.1



COMUNE DI SINAGRA



PROGETTO ESECUTIVO

INTERVENTO APQME121 - DRENAGGIE GABBIONI IN CDA MULINAZZO

Mitigazione del rischio idrogeologico dell'area in c/da Mulinazzo
interessata dall'evento alluvionale del 25 - 26 maggio 2001

RELAZIONE DI CALCOLO PONTE S.P. 146

ALL

3a

Rapp.

DATA

PROGETTISTA
(Ing. Francesco Cappotto)

CONSULENTE STRUTTURALE
(Ing. Guglielmo Carlo Cardaci)

R.U.P
(Ing. Giuseppe La Placa)

RELAZIONE GENERALE DI CALCOLO DEL PONTE SULLA S.P.146

1 - Premessa

La presente relazione viene redatta ai sensi del paragrafo 10.1 del D.M. 14/01/08 e si riferisce alla descrizione dei criteri di analisi e verifica utilizzati per la progettazione strutturale del ponte sulla S.P. 146, previsto nell'ambito del progetto esecutivo denominato *“Intervento APQ ME121 – Drenaggi e gabbioni in c/da Mulinazzo – Messa in sicurezza dell'area in c/da Mulinazzo interessata dall'evento alluvionale del 25 – 26 maggio 2001”* da realizzare nel territorio di Sinagra”.

Per una migliore esposizione, la relazione viene articolata nei seguenti punti:

- 1 - Descrizione del ponte;
- 2 - Normativa di riferimento;
- 3 - Caratteristiche dei materiali;
- 4 - Carichi di progetto - Analisi dei carichi;
- 5 - Descrizione dei vincoli - giunto tecnico;
- 6 - Metodologia di calcolo impalcato - Estremi licenza d'uso del software impiegato;
- 7 - Verifiche locali impalcato – Dimensionamento appoggi;
- 8 - Metodologia calcolo spalle e paratia provvisoria.

1 – Descrizione strutturale del ponte

Per una descrizione complessiva delle finalità dell'intervento in progetto, si rimanda alla “relazione generale di progetto”. In questa sede si riporta una breve descrizione del ponte sulla S.P. 146, con particolare riferimento alla tipologia costruttiva e all'organismo strutturale previsto.

Il progetto prevede la demolizione dell'attuale manufatto di attraversamento del torrente “Caputo”, in località Mulinazzo, e la ricostruzione dello stesso con caratteristiche

dimensionali tali da garantire un regolare deflusso delle acque, per eventi meteorici con tempi di ritorno maggiori di 100 anni.

Nella nuova configurazione di progetto si ha un ponte di prima categoria ad unica campata, avente le seguenti caratteristiche geometriche:

- Lunghezza complessiva impalcato: $L_i = 12,40$ m

- Impalcato costituito da 2 corsie di m 3,50 ciascuna,

fiancheggiate da banchine di m 0,75, per una lunghezza complessiva: $L_a = 8,50$ m

- Luce di calcolo: $L_c = 10,80$ m

Sotto il profilo strutturale il ponte è costituito da un impalcato a piastra ortotropa appoggiato su due spalle in c.a. mediante appositi cuscinetti di appoggio in gomma armata, i quali su una spalla sono del tipo a semplice appoggio, mentre sull'altro sono del tipo "con ancoraggio meccanico".

L'impalcato è costituito da n° 7 travi in c.a.p. prefabbricate, da completare in opera con le solette di collegamento ed i traversi di testata, entrambi in c.a. ordinario.

Si hanno le seguenti caratteristiche geometriche:

- Interasse travi: 1,20 m

- Altezza travi: 0,80 m

- Spessore soletta: 0,20 m

- Spessore traversi: 0,40 m

Le spalle sono in c.a. ordinario, con fondazioni indirette costituite da pali trivellati del diametro di cm 80 ed hanno un'altezza d'imposta di m 3,40, oltre al paraghiaia lato strada di m 1,05.

Ambedue le spalle hanno spessore costante di cm 80, oltre alle mensole d'imposta di cm 40, atti a creare il pulvino d'appoggio dell'impalcato.

In accompagnamento alle spalle, il progetto prevede la realizzazione di muri d'argine in gabbioni, per le cui caratteristiche si rimanda all'apposita relazione di calcolo (All.3c).

Il progetto prevede anche la realizzazione di una paratia provvisoria, costituita da pali trivellati in c.a. $\phi 80$ accostati, da realizzare preliminarmente, al fine di contenere il fronte di scavo e di proteggere i fabbricati adiacenti nella fase transitoria della realizzazione delle spalle.

Per le caratteristiche geotecniche del sottosuolo ed il dimensionamento delle fondazioni si rimanda alla relazione geotecnica di progetto.

2 – Normativa di riferimento

I calcoli di verifica vengono condotti nel rispetto della seguente regolamentazione:

- Legge 05/11/1971 n° 1086 “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- Legge 02/02/1974 n° 64 “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- D. Min. Infrastrutture 14/01/2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”.nel seguito indicato con la sigla NTC/2008;
- Circolare C.S. LL.PP. del 02/02/2009 relativa al citato D.M. 14.01.2008.

3 – Caratteristiche dei materiali

La costruzione ricade in ambito umido (torrente Caputo), per cui si prescrive l’impiego di calcestruzzo idoneo per ambiente moderatamente aggressivo, classe XC4.

Le resistenze del calcestruzzo e dell’acciaio vengono definite in conformità alle citate NTC/2008, per cui si prescrivono i seguenti materiali:

- Calcestruzzo per strutture in c.a. ordinario (spalle, soletta, traversi e pali):

Classe di resistenza C25/30 Mpa

Caratterizzato come segue:

$$\text{Resistenza cubica caratteristica } R_{ck} = 30,0 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck} = 24,9 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente parziale di sicurezza sul materiale $\gamma_c = 1,5$

Coefficiente di lunga durata $\alpha_{cc} = 0.85$

Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 14,11 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media a compressione $f_{cm} = 32,9 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media a trazione $f_{ctm} = 2,56 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 1,79 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = 1,19 \text{ N/mm}^2$

Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo $f_{bd} = 2,69 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico istantaneo $E_{cm} = 31447 \text{ N/mm}^2$

Tensione a compressione SLER $\sigma_c = 14,94 \text{ N/mm}^2$

- Calcestruzzo per travi in c.a.p.:

Classe di resistenza C40/50 Mpa

Caratterizzato come segue:

Resistenza cubica caratteristica $R_{ck} = 50,0 \text{ N/mm}^2$

Resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck} = 40,50 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente parziale di sicurezza sul materiale $\gamma_c = 1,5$

Coefficiente di lunga durata $\alpha_{cc} = 0.85$

Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 22,66 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media a trazione $f_{ctm} = 3,50 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctm} = 2,45 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = 1,63 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico istantaneo $E_{cm} = 352204 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a compressione al tiro $f_{ckj} = 41,50 \text{ N/mm}^2$

Tensione a compressione SLER $\sigma_c = 24,00 \text{ N/mm}^2$

- Acciaio in barre per c.a. ordinario: tipo B450C

Caratterizzato come segue:

Resistenza caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$

Tensione di snervamento $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo $f_{sd} = 390 \text{ N/mm}^2$

Caratteristiche di duttilità $1,15 \leq (f_t/f_y)_k < 1,35$

$(f_t/f_{ynom})_k \leq 1,25$

Allungamento $(A_{gt})_k \geq 7,5\%$

Modulo elastico $E_s = 2060000 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente parziale di sicurezza sul materiale $\gamma_s = 1,15$

Tensione a trazione SLER $0.80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$

- Acciaio per armatura presollecitata

Trefoli in acciaio armonico ad alto limite elastico, stabilizzati al rilassamento, avente:

Tensione caratteristica di rottura $f_{ptk} \geq 1820 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica 1% di deformazione residua $f_{p(1)k} \geq 1620 \text{ N/mm}^2$

Tensione minimo tiro $\sigma_{spi} = 1488 \text{ N/mm}^2$

Allungamento $(a_{gt})_k \geq 3,5\%$

Modulo elastico $E_s = 1950000 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente parziale di sicurezza sul materiale $\gamma_s = 1,5$

4 - Carichi di Progetto

4.1 – Elenco azioni di carico

In accordo con le NTC/08, si calcola l'opera sottoposta alle seguenti azioni:

G_1 peso proprio delle strutture

G_2 carichi permanenti portati: pavimentazione, marciapiedi, parapetti

- G_3 spinte delle terre e idrauliche
- ε_1 distorsioni e presollecitazioni
- ε_2 ritiro del calcestruzzo e concomitanti effetti viscosi
- ε_3 variazioni termiche
- ε_4 cedimenti differenziali
- q_1 carichi mobili con effetto dinamico (carico da traffico)
- q_3 azioni longitudinali di frenamento
- q_5 azioni della neve e del vento
- q_6 azioni sismiche
- q_8 urto da veicolo in svio

4.2 - Criteri per la valutazione delle azioni sulla struttura

Carichi permanenti

I carichi permanenti sono costituiti dai pesi propri delle strutture portanti e delle sovrastrutture. Essi sono valutati moltiplicando il volume calcolato geometricamente per i pesi specifici dei materiali.

Le azioni del terreno saranno valutate con i criteri della geotecnica e sono significative per le spalle.

Distorsioni

Gli effetti dovuti alle distorsioni, al ritiro e alla viscosità interesseranno le strutture in c.a. e in c.a.p., quindi prevalentemente l'impalcato relativamente alle loro fasi realizzative. Gli effetti dovuti alle temperature e ai cedimenti vincolari interessano tutte le strutture sia impalcato che spalle.

Azioni dei carichi mobili

I carichi accidentali agenti sull'impalcato sono definiti dalle NTC/08 e saranno posizionati in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli ai fini della verifica degli elementi

dell'impalcato (travi, solette, traversi, etc.).

Azioni della neve e del vento

Le azioni della neve e del vento sono valutate secondo i criteri delle NTC/08 tenuto conto delle caratteristiche altimetriche e di esposizione del sito.

Azioni sismiche

Le azioni sismiche vengono valutate in conformità alle NTC/2008, tenuto conto delle caratteristiche sismiche del sottosuolo e delle coordinate geografiche del sito.

4.3 – Analisi dei carichi

L'analisi delle azioni suddette è stata effettuata con riferimento alle disposizioni del D.M. 14/01/2008.

I valori caratteristici delle varie azioni risultano:

- Peso proprio trave in c.a.p.: $G_{1k1} = 593 \text{ daN/m}$
- Peso proprio soletta in c.a.: $G_{1k2} = 500 \text{ daN/m}^2$
- Carico permanente sovrastruttura piano viabile: $G_{2.1k} = 330 \text{ daN/m}^2$
- Carico permanente sul marciapiede: $G_{2.2k} = 450 \text{ daN/m}^2$
- Carico del parapetto: $G_{2.3k} = 150 \text{ daN/ml}$
- Carico neve: $Q_{2k} = 50$ “
- Carico vento: $Q_{3k} = 85$ “
- Variazione termica: $\Delta T = \pm 15^\circ\text{C}$

Cedimenti vincolari

Dato il sistema fondazionale previsto, il modesto sviluppo longitudinale del ponte e la distanza tra i punti di appoggio dell'impalcato, si sono stimati i cedimenti differenziali tra le spalle secondo la formula:

$$\delta_i = L/2 \times 1/2000 = 9.00 \text{ m} / 2 \times 1/2000 = 0.225 \text{ cm}$$

Dato il modesto valore del cedimento differenziale si ritiene che gli effetti indotti da tale cedimento per l'impalcato siano irrilevanti, in quanto la struttura presenta uno schema isostatico.

Carichi mobili da traffico

In conformità ai disposti normativi delle citate NTC/08, sono stati esaminati i seguenti schemi di carico:

Schema di carico 1

- Una stesa di carichi costituiti da un automezzo aderente al sicurvia tandem $2Q_{1k}$ di 600 KN totali, dotati di 2 assi e di 2 ruote ciascuno, interessati di 1.20 m in senso longitudinale e con interasse ruote in senso trasversale di 2.00 m agente su un'impronta di dimensione 40 x 40 cm. Al precedente carico si deve aggiungere q_{1k} di 9 KN/m^2 uniforme distribuito per l'intero ingombro della corsia di larghezza 3.00m e tutto lo sviluppo del ponte;
- Una seconda stesa di carichi, identici alla precedente, ma con valore dei carichi, Q_{1k} di 400 KN e q_{1k} di 2.5 KN/m^2 e posta ad interasse dalla precedente di 3.00 m

Schema di carico 5

Per i marciapiedi pedonali si considera lo schema di carico costituito dalla stesa di carico uniforme distribuita q_{1k} pari a 5 KN/m^2

Schemi di carico 2, 3, 4

Ai fini delle verifiche locali sull'impalcato, si sono considerati gli schemi di carico 2, 3 e 4 e cioè:

- Singolo carico Q_{ak} di 400KN totali, dotato di 1 asse a 2 ruote, con interasse in senso trasversale di 2.00 m agente su un'impronta di dimensione 40 x 60 cm;
- Carico isolato concentrato Q_k di 150 KN agente su un'impronta di dimensioni 40 x 40 cm;
- Carico isolato concentrato Q_k di 10 KN agente su un'impronta di dimensione 10 x 10 cm;

Disposizione dei carichi mobili

Al fine di determinare le massime sollecitazioni flettenti e taglianti, i carichi mobili,

sopra descritti, sono stati disposti secondo le seguenti quattro posizioni di carico:

Posizione 1 - Carichi concentrati Q_{ik} in campata in asse con la mezzeria dell'impalcato, più carichi distribuiti q_{ik} su ambedue le corsie convenzionali di carico, più carico q_{fk} su entrambi i marciapiedi - schema di carico CC1;

Posizione 2 - Come la posizione 1 ma con carichi Q_{ik} e q_{ik} su una sola corsia e carico q_{fk} sul marciapiede adiacente - schema di carico CC2;

Posizione 3 - Carichi concentrati Q_{ik} in prossimità di un appoggio più carichi distribuiti q_{ik} su ambedue le corsie convenzionali, più carico q_{fk} su entrambi i marciapiedi - schema di carico CC3;

Posizione 4 - Come la posizione 3 ma con carichi Q_{ik} , q_{ik} su una sola corsia e carico q_{fk} sul marciapiede adiacente - schema di carico CC4.

Il tutto come da schemi grafici allegati.

Azione di frenamento

L'azione di frenatura, secondo le NTC/08, si assume agente in direzione dell'asse della strada al livello della superficie stradale. Come richiesto da normativa per i ponti di 1° cat., si valutano gli effetti dovuti alla frenatura, determinando il valore come segue:

$$0.60 \times (2Q_{1k}) + 0.10 \times q_{1k} \times w \times L = 0.60 \times (2 \times 300 \text{KN}) + 0.10 \times 9 \text{KN/m}^2 \times 3.00 \text{m} \times 4.00 \text{m} = 394 \text{KN}$$

La valutazione degli effetti dovuti alla frenatura sarà utilizzata in fase di determinazione degli scarichi agli appoggi. In particolare, per ogni appoggio si ha un valore di $394/14 = 28,14 \text{ KN}$

q5 - Azione della neve e del vento

Secondo le NTC/08, l'azione della neve risulta:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t$$

Il ponte ricade in Zona III, per cui si ha:

$$q_{sk} = 0,51 \times [1 + (a_s / 481)^2]$$

Essendo $a_s = 230$ m., pertanto si ha:

$$q_{sk} = 0,51 \times [1 + (230 / 481)^2] = 62,6 \text{ daN/m}^2$$

Per il coefficiente di forma, essendo $\alpha (= 0^\circ) \leq 30^\circ$, si ha:

$$\mu_i = \mu_1 = 0,80;$$

Per il coefficiente di esposizione, si è in presenza di classe di topografia Normale, per cui si assume:

$$C_E = 1,0;$$

Il coefficiente termico è pari a:

$$C_t = 1.$$

In definitiva si ha:

$$q_k = 0,80 \times 62,6 \times 1,0 \times 1 = 50,0 \text{ daN/m}^2$$

Secondo le NTC/08, l'azione del vento risulta:

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

Essendo la pressione cinetica di riferimento pari a

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 = 0,5 \times 1,25 \times 28 = 490 \text{ N/m}^2 = 49,0 \text{ Kg/m}^2$$

il coefficiente di esposizione, per $z < z_{min}$, pari a

$$c_e(z_{min}) = k_r^2 \times c_t \times \ln(z_{min}/z_0) \times [7 + c_t \times \ln(z_{min}/z_0)] = 1,707$$

(Fascia <10 km, Classe di rugosità del terreno "B", $k_r = 0,20$, $z_0 = 0,10$ m, $z_{min} = 5$ m, $c_t = 1$)

Il coefficiente di forma ed il coefficiente dinamico hanno valori pari a:

$$c_p = 1$$

$$c_d = 1$$

In definitiva si ha:

$$p = 49,0 \times 1,707 \times 1,0 \times 1,0 = 83,7 \text{ daN/m}^2$$

Per il carico vento in direzione trasversale al ponte si assume:

$$P_y = 85,0 \text{ Kg/m}^2 = 0,85 \text{ KN/m}^2$$

q6 – Azione sismica

Il ponte in progetto appartiene al Tipo di Costruzione “*Opere Ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale*”, senza funzioni pubbliche e sociali essenziali e la cui interruzione non provoca situazioni di emergenza. Pertanto, ai sensi del paragrafo 2.4 del D.M. 14.01.2008, in accordo con il committente si dichiara che l’opera in oggetto ha:

- Vita Nominale $V_N \geq 50$ anni;
- Classe d’Uso II;
- Periodo di riferimento per l’azione sismica $V_R \geq 50$ anni

Per quanto concerne l’azione sismica, tenuto conto delle caratteristiche sismiche del sito, del tipo di sottosuolo (vedasi relazione geologica) e della categoria topografica, si sono assunti i seguenti parametri:

- Coordinate del sito Longitudine = 14°, 8204
Latitudine = 38°, 0982
- Zona sismica 2
- Suolo di fondazione B
- Classe di duttilità CD”B”
- Categoria topografica T1
- Coefficiente smorzamento viscoso 0.02
- Tipo Struttura C.A.

I parametri dello spettro di risposta orizzontale dell’azione sismica, calcolati secondo i disposti normativi su richiamati, sono riportati nella tabella che segue:

	Parametri dello spettro di risposta orizzontale				Parametri dello spettro di risposta verticale			
	SLV	SLC	SLD	SLO	SLV	SLC	SLD	SLO
Tempo di ritorno	475	975	50	30	475	975	50	30
Accelerazione sismica	0.179	0.227	0.074	0.058	0.179	0.227	0.074	0.058
Coefficiente Fo	2.472	2.538	2.391	2.411	2.472	2.538	2.391	2.411
Periodo T_C*	0.325	0.336	0.279	0.264	0.325	0.336	0.279	0.264
Coefficiente S_s	1.20	1.17	1.20	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00
Coefficiente di amplificazione topografica St	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Prodotto S_s · St	1.20	1.17	1.20	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00
Periodo T_B	0.15	0.15	0.13	0.13	0.05	0.05	0.05	0.05
Periodo T_C	0.45	0.46	0.40	0.38	0.15	0.15	0.15	0.15
Periodo T_D	2.32	2.51	1.90	1.83	1.00	1.00	1.00	1.00
Coefficiente η	x	y	x	y	x	y	x	y
	1.000	1.000	1.000	1.000	*	*	*	*
					z	z	z	z
					0.667	0.667	*	*

* η pari a 1 per gli spostamenti e 2/3 per le sollecitazioni.

Per quanto concerne i valori del fattore di struttura, tenuto conto che si ha uno schema statico di tipo isostatico (come meglio chiarito nel paragrafo seguente), si è assunto:

$$q_x = q_y = q_z = 1,00.$$

q7 – Urto veicolo in svio

Secondo quanto esposto in normativa, l'azione dell'urto dei veicoli in svio è introdotta come azione sullo sbalzo in ragione di 100 KN posta a 1.00 m dal piano viabile; tale forza è considerata agente su una larghezza di influenza pari a 0.50 m.

Per i parapetti si considera una forza di 1.5 KN/m agente a 1.10 m sul corrimano.

5 – Descrizione dei vincoli - Giunto Tecnico

La schema statico prescelto per l'impalcato del ponte è del tipo cerniera – carrello, sicché, in direzione longitudinale al ponte si ha una struttura isostatica. Tale scelta progettuale è dipesa dalla necessità di consentire gli scorrimenti in direzione longitudinale ed impedire, così, la nascita di forti spinte sulle spalle per effetto delle variazioni termiche e delle azioni sismiche.

I vincoli di collegamento alle spalle, atti a garantire lo schema suddetto, sono previsti con appoggi in gomma armata, del tipo omologati secondo le norme EN 1337-11, di cui su una spalla sono del tipo con “ancoraggio meccanico”(aventi funzione di fermi sismici), mentre sull'altra spalla sono del tipo ordinario senza ancoraggio.

Per consentire gli scorrimenti longitudinali è prevista la realizzazione di un giunto tecnico tra impalcato e paraghiaia, di ampiezza pari a cm 5, la cui idoneità è stata controllata mediante una verifica degli spostamenti massimi dei nodi non vincolati in tutte le direzioni.

In particolare, gli spostamenti di estremità, determinati allo Stato Limite di “Salvaguardia della Vita”, risultano i seguenti:

$$V_x = 0,26 \text{ cm}$$

$$V_Y = 0,18 \text{ cm}$$

Lo spostamento totale risulta quindi $V_s = \sqrt{0,26^2 + 0,18^2} = 0,32 \text{ cm}$

Per cui le dimensioni del giunto verificano ampiamente.

6 – Metodologie di calcolo dell'impalcato – Software impiegato – Licenza d'uso

Trattandosi di un impalcato misto, con elementi prefabbricati in c.a.p., completati in opera con il getto della soletta e dei traversi, l'analisi strutturale è stata condotta con riferimento alle varie fasi in cui vengono a trovarsi gli elementi resistenti. In particolare sono state esaminate le seguenti Fasi:

Fase 0 – Corrispondente alla fase di precompressione in stabilimento delle travi prefabbricate;

Fase 1 – Corrispondente alla fase di getto della soletta e dei traversi. In questa fase gli elementi resistenti sono costituiti dalle sole travi in c.a.p., poiché la soletta ed i traversi non sono ancora reagenti; le azioni agenti sono quelle derivanti dal peso proprio, oltre che dalla precompressione;

Fase 2 – Corrispondente alla fase di esercizio, in cui gli elementi resistenti sono costituiti dall'intera sezione di calcestruzzo (travi in c.a.p. + soletta) e si hanno tutte le azioni agenti previste (precompressione, peso proprio, carichi permanenti, distorsioni e carichi mobili da transito).

6.1 – Sollecitazioni nelle Fasi 0 e 1

Nella Fase 0 si ha la sola precompressione sicché - fissata la geometria, le caratteristiche e la pretensione dei cavi – sono note le sollecitazioni agenti.

Analogamente, nella Fase 1 le singole travi in c.a.p. reagiscono singolarmente sotto l'azione verticale dovuta al peso proprio ed al peso della soletta. Trattandosi di uno schema isostatico, le relative sollecitazioni sono determinate con semplici equazioni di equilibrio.

6.2 – Calcolo sollecitazioni nella Fase 2

Per il calcolo delle sollecitazioni nella Fase 2 l'impalcato è stato schematizzato a graticcio, con travi longitudinali costituite dalla sezione mista equivalente (trave prefabbricata + soletta collaborante), dalla piastra di collegamento in c.a. e dai tramezzi di testata anch'essi in c.a.

Il calcolo delle sollecitazioni, per ognuno degli schemi di carico considerati (vedasi paragrafo 4.3), è stato effettuato con il metodo degli elementi finiti mediante un'analisi dinamica lineare, sia orizzontale che verticale, secondo i disposti normativi delle citate NTC/08.

L'analisi strutturale è stata condotta con l'ausilio dell'elaboratore elettronico, mediante l'impiego di un apposito software applicativo. In particolare è stato utilizzato il software "FaTAe" vers. 28.1.10, fornito in licenza dalla STACEC s.r.l. di Bovalino (RC) - con licenza d'uso n° D/659.

Le analisi svolte, i codici utilizzati, le combinazioni di carico (per ognuno degli schemi di carico esaminati) e le metodologie impiegate sono riportati nella relazione introduttiva del relativo tabulato di calcolo, di cui all'Allegato 3b.

In questa sede si precisa quanto segue.

Ai fini della valutazione del coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale, posto pari allo 0,05, si è fatto riferimento ai valori riportati nella letteratura scientifica per la tipologia strutturale dell'opera in progetto.

Le azioni agenti sulla struttura, combinate secondo le disposizioni riportate al paragrafo 2.5.3 delle citate NTC/08, sono: Carichi Permanenti Strutturali, Carichi Permanenti non Strutturali, Carichi Variabili da Traffico, Azione della Temperatura, Azione Sismica nelle tre direzioni spaziali, Azione del Vento nella direzione trasversale dell'impalcato.

Per la valutazione delle conseguenti combinazioni di carico, relative agli stati limite ultimi e di esercizio, si è fatto integralmente riferimento al paragrafo 5.1.3.12 delle citate NTC/08.

Il sottoscritto dichiara espressamente di aver proceduto ad una valutazione sull'affidabilità dei codici di calcolo utilizzati ed ha valutato l'idoneità del software al caso specifico in oggetto sulla base della documentazione di validazione fornita dal produttore. Dichiaro inoltre di aver svolto una serie di controlli sui risultati ottenuti. In particolare, ha operato un confronto con i risultati di calcolo di larga massima relativi alle sollecitazioni più significative, per le quali si è riscontrata una soddisfacente corrispondenza con i risultati dell'analisi automatica.

In definitiva il sottoscritto esprime il giudizio di accettabilità dei risultati ottenuti.

6.3 – Verifiche degli elementi in c.a.p.

Come già precisato, le sollecitazioni nella Fase 1 sono state determinate con riferimento alla singola trave in c.a.p., con semplici equazioni di equilibrio (trave semplicemente appoggiata), mentre nella Fase 2 sono state determinate in 4 distinte condizioni di carico, mediante la risoluzione del grigliato costituente l'impalcato, con il metodo degli elementi finiti.

Dalle elaborazioni del calcolo è risultato, com'era attendibile, che la trave più sollecitata risulta quella di bordo, per la cui verifica si sono esaminate le seguenti sezioni: le due sezioni estreme, le due sezioni agli appoggi, le due sezioni intermedie poste a 2.60 m dagli appoggi e la sezione di mezzera.

Le sollecitazioni massime sulla trave di bordo, agenti sulle predette sezioni nelle Fasi 1 e 2, sono riportate nelle tabelle che seguono.

TABELLA 1 – SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE FASE 1

Sezione	T (daNm)	Mf (daNm)
1	0	0
2	6557	2163
3	4167	10533
4	0	15595
5	4167	10533
6	6577	2163
7	0	0

TABELLA 2 – SOLLECITAZIONI ALLO SLV FASE 2

	Q _{ik} in campata				Q _{ik} all'appoggio			
	N	Mt	My	Tz	N	Mt	My	Tz
1	±1914	-976	-946	6427	±1924	-390	-415	2386
2	±24918	-4987	-16408	45138	±25065	-2421	-5979	41519
3	±19970	-4417	68127	37226	±19486	-2722	18759	32498
4	±9301	-3280	136214	-485	±9367	-2491	82955	-5623
5	±3889	-404	59163	-29615	±3921	-575	39151	-18398
6	±2608	624	-3819	-31628	±2635	-133	-1890	-22557
7	±199	-15184	-58	775	±201	-144	-63	832

TABELLA 3 – SOLLECITAZIONI ALLO SLE (caratteristiche) FASE 2

	Q _{ik} in campata				Q _{ik} all'appoggio			
	N	Mt	My	Tz	N	Mt	My	Tz
1	φ	-720	-698	4746		-286	-304	1752
2	φ	-3674	-12113	33197		-1773	-4387	30515
3	φ	-3252	50086	27391		-1901	52070	23871
4	φ	-2300	100261	331		-1711	55080	-4153
5	φ	-296	43468	-21770		-422	28645	-13459
6	φ	461	-2819	-23229		-99	-1079	-16507
7	φ	-109	-37	559		-103	-46	601

Per la verifica delle travi si è utilizzato un software specifico per le travi in c.a.p., denominato “Becap”, fornito dalla stessa casa del software principale (STACEC s.r.l.) con la medesima licenza N° D/659.

Dopo aver definito le caratteristiche geometriche della sezione e le sollecitazioni agenti, il software consente di effettuare le verifiche in tutte le fasi della struttura (Fase 0, Fase 1 e Fase 2), in conformità ai disposti normativi delle citate NTC/08.

Al riguardo si precisa che le sollecitazioni imputate per la varie fasi, ricavate dall’analisi strutturale esposta al paragrafo 6.2, sono già sollecitazioni di calcolo allo S.L.V., conseguenti alle combinazioni di carico definite nell’elaborazione generale del calcolo delle sollecitazioni, per cui sono già maggiorate con i relativi coefficienti moltiplicatori di carico.

I calcoli di verifica vengono eseguiti separatamente per gli schemi di carico CC1 e CC2 (carichi Q_{1k} in campata), che forniscono le massime sollecitazioni flettenti, e per gli schemi di carico CC3 e CC4 (carichi Q_{1k} in prossimità degli appoggi), che forniscono le massime sollecitazioni da taglio.

I risultati dei calcoli di verifica sono riportati in calce al tabulato, di cui all’Allegato 3b.

6.4 – Verifica elementi in c.a. ordinario

La verifica degli elementi in c.a. ordinario (soletta d’impalcato e traversi d’irrigidimento) viene effettuata direttamente dal software principale con cui sono state determinate le sollecitazioni.

Nel tabulato, di cui all’Allegato 3b, sono riportate le verifiche di ambedue gli elementi strutturali nella condizione di carico più gravosa, che è risultata la condizione CC1.

7 – Verifiche locali

In conformità ai disposti normativi, di cui al punto 5.1.3.3.6 delle NTC/08, oltre alle verifiche globali, esposte al paragrafo precedente, si effettuano le verifiche locali della soletta d'impalcato e del marciapiede.

In particolare si effettuano le verifiche a punzonamento della soletta d'impalcato e del marciapiedi, sotto l'effetto dei carichi isolati, di cui agli schemi di carico 1 e 2 per la soletta ed allo schema 4 per il marciapiede..

7.1 – Verifica a punzonamento

In conformità alle citate NTC/08, si assume che la diffusione dei carichi locali avvenga secondo un angolo di 45°, per cui il perimetro di verifica vale

$$u_1 = 2 \cdot (2 \cdot h_{\text{pavimentazione}} + h_{\text{soletta}} + L_{\text{impronta caricoX}}) + 2 \cdot (2 \cdot h_{\text{pavimentazione}} + h_{\text{soletta}} + L_{\text{impronta caricoY}})$$

La tensione di punzonamento lungo il perimetro di verifica è calcolata mediante la seguente

$$v_{\text{Ed}} = \frac{\beta \cdot Q_{\text{ikSd}}}{(u_1 \cdot d)}$$

con

$$\beta = 1,0 \text{ per carico concentrato centrato}$$

$$Q_{\text{ikSd}} = \gamma_Q \cdot Q_{\text{ik}}$$

d altezza utile piastra, calcolata come segue:

$$d = \frac{(d_x + d_y)}{2} = \frac{(h_{\text{soletta}} - \text{copriferro} - \frac{\Phi_1}{2}) + (h_{\text{soletta}} - \text{copriferro} - \Phi_1 - \frac{\Phi_2}{2})}{2}$$

La resistenza a punzonamento per un elemento senza armatura resistente a taglio-punzonamento vale

$$V_{\text{Rd}} = \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{\text{ck}})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c}$$

dove

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$$

ρ_1 è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$) e vale

$$\rho_1 = \sqrt{\frac{A_{s1X}}{\text{interasse}_X \cdot d} \cdot \frac{A_{s1Y}}{\text{interasse}_Y \cdot d}}$$

$\gamma_c = 1,5$ per carichi persistenti e transitori;

Verifica soletta - Schema di Carico 1

Spessore soletta: 20 cm

Armatura: 1+1 Φ 16/20 (per ambedue le direzioni)

Impronta carico concentrato: forma quadrata con lato 0,40 m

Valore carico concentrato: $Q_{1k} = 150$ kN

Si ha:

$$u_1 = 2 \cdot (2 \cdot 150 + 200 + 400) + 2 \cdot (2 \cdot 150 + 200 + 400) = 3600 \text{ mm}$$

$$d = \frac{(200 - 20 - 10) + (200 - 20 - 20 - 8)}{2} = 161 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{161}} = 2,114 \Rightarrow \text{Si assume } k = 2,00$$

$$\rho_1 = \sqrt{\frac{A_{s1X}}{\text{interasse}_X \cdot d} \cdot \frac{A_{s1Y}}{\text{interasse}_Y \cdot d}} = \sqrt{\frac{201}{200 \cdot 161} \cdot \frac{201}{200 \cdot 161}} = 6,24 \cdot 10^{-3}$$

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot Q_{ikSd}}{(u_1 \cdot d)} = \frac{1,0 \cdot (1,35 \cdot 150000)}{3600 \cdot 161} = 0,349 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{Rd} = \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} = \frac{0,18 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 6,24 \cdot 10^{-3} \cdot 25)^{\frac{1}{3}}}{1,5} = 0,599 \text{ N/mm}^2$$

Risulta

$$v_{Ed} = 0,349 \text{ N/mm}^2 \leq v_{Rd} = 0,599 \text{ N/mm}^2$$

per cui la verifica è soddisfatta.

Verifica soletta - Schema di Carico 2

Spessore soletta: 20 cm

Armatura: 1+1 Φ 16/20 (per ambedue le direzioni)

Impronta carico concentrato: rettangolare con dimensioni 0,60 x 0,35 m

Valore carico concentrato: $Q_{1k} = 200 \text{ kN}$

$$u_1 = 2 \cdot (2 \cdot 150 + 200 + 600) + 2 \cdot (2 \cdot 150 + 200 + 350) = 3900 \text{ mm}$$

$$d = \frac{(200 - 20 - 10) + (200 - 20 - 20 - 8)}{2} = 161 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{161}} = 2,114 \Rightarrow \text{ Si assume } k = 2,00$$

$$\rho_1 = \sqrt{\frac{A_{s1X}}{\text{interasse}_X \cdot d} \cdot \frac{A_{s1Y}}{\text{interasse}_Y \cdot d}} = \sqrt{\frac{201}{200 \cdot 161} \cdot \frac{201}{200 \cdot 161}} = 6,24 \cdot 10^{-3}$$

$$V_{Ed} = \frac{\beta \cdot Q_{ikSd}}{(u_1 \cdot d)} = \frac{1,0 \cdot (1,35 \cdot 200000)}{3900 \cdot 161} = 0,430 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd} = \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} = \frac{0,18 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 6,24 \cdot 10^{-3} \cdot 25)^{\frac{1}{3}}}{1,5} = 0,599 \text{ N/mm}^2$$

Risulta

$$V_{Ed} = 0,430 \text{ N/mm}^2 \leq V_{Rd} = 0,599 \text{ N/mm}^2$$

per cui anche questa verifica è soddisfatta.

Verifica marciapiedi - Schema di Carico 4

Si verifica a punzonamento la soletta superiore che ricopre l'alloggiamento dei sottoservizi.

Si ha:

Spessore soletta: 10 cm

Armatura: $1 \Phi 10/20 + 1 \Phi 10/25$

Impronta carico concentrato: forma quadrata con lato 0,10 m

Valore carico concentrato: $Q_{1k} = 10 \text{ kN}$

$$u_1 = 2 \cdot (2 \cdot 50 + 100 + 100) + 2 \cdot (2 \cdot 50 + 100 + 100) = 1200 \text{ mm}$$

$$d = \frac{(100 - 20 - 5) + (100 - 20 - 10 - 5)}{2} = 70 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{70}} = 2,69 \Rightarrow \text{ Si assume } k = 2,00$$

$$\rho_1 = \sqrt{\frac{A_{s1X}}{\text{interasse}_X \cdot d} \cdot \frac{A_{s1Y}}{\text{interasse}_Y \cdot d}} = \sqrt{\frac{79}{200 \cdot 70} \cdot \frac{79}{250 \cdot 70}} = 5,04 \cdot 10^{-3}$$

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot Q_{ikSd}}{(u_1 \cdot d)} = \frac{1,0 \cdot (1,35 \cdot 10000)}{1200 \cdot 70} = 0,160 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{Rd} = \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} = \frac{0,18 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 5,04 \cdot 10^{-3} \cdot 25)^{\frac{1}{3}}}{1,5} = 0,558 \text{ N/mm}^2$$

Risulta

$$v_{Ed} = 0,160 \text{ N/mm}^2 \leq v_{Rd} = 0,558 \text{ N/mm}^2$$

per cui anche questa verifica è soddisfatta.

7.2 - Verifica a flessione

Per il calcolo del momento flettente positivo massimo si è assunto lo schema statico di soletta incastrata ad un estremo e appoggiata all'altro, con luce pari all'interasse tra le travi in C.A.P. ($l = 1,20 \text{ m}$).

Nell'ipotesi di cui sopra, il momento flettente positivo dovuto al peso proprio G_1 , al peso della sovrastruttura stradale G_2 , al carico variabile da traffico distribuito e al carico variabile da traffico concentrato (applicato ad una distanza di $0,375 \cdot l$ dall'appoggio), agente su una striscia di soletta di larghezza pari ad $1,00 \text{ m}$ e valutato allo Stato Limite Ultimo, è dato dalla seguente formula:

$$M_{Sd} = 1,35 \frac{G_1 \cdot l^2 \cdot 1,00}{14,2} + 1,5 \frac{G_2 \cdot l^2 \cdot 1,00}{14,2} + 1,35 \frac{q_{1k} \cdot l^2 \cdot 1,00}{14,2} + 1,35 \cdot 0,174 \cdot Q_{1k} \cdot l$$

Verifica soletta - Schema di Carico 1

Peso proprio soletta G_1 : 500 daN/m^2

Peso sovrastruttura stradale G_2 : 330 daN/m^2

Carico variabile da traffico distribuito q_{1k} : 900 daN/m^2

Carico variabile da traffico concentrato Q_{1k} : 150 kN

$$M_{Sd} = 68,5 + 50,2 + 123,2 + 4228,2 = 4470,0 \text{ daN m}$$

Il Momento flettente resistente di una striscia di soletta di dimensioni $1,00 \times 0,20 \times 1,00 \text{ m}$ armata con $5 + 5\Phi 16$ ($A_f = A_f' = 10,07 \text{ cm}^2$) vale

$$M_{Rd} = 6538,8 \text{ daN m}$$

e risultando

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

la verifica a flessione è soddisfatta con fattore di sicurezza $s = 1,46$.

Verifica soletta - Schema di Carico 2

Peso proprio soletta $G_1 : 500 \text{ daN/m}^2$

Peso sovrastruttura stradale $G_2 : 330 \text{ daN/m}^2$

Carico variabile da traffico concentrato $Q_{1k} : 200 \text{ kN}$

$$M_{Sd} = 68,5 + 50,2 + 5637,6 = 5756,3 \text{ daN m}$$

Il Momento flettente resistente, calcolato come nello schema di carico 1, vale

$$M_{Rd} = 6538,8 \text{ daN m}$$

ed essendo

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

Anche la verifica a flessione è soddisfatta con fattore di sicurezza $s = 1,13$.

7.3 – Dimensionamento appoggi

Come già precisato, si tratta di appoggi in gomma armata, del tipo omologati secondo la norma EN 1337-11, dei quali su una spalla sono del tipo con “ancoraggio meccanico”, con funzione di fermi sismici, mentre sull’altra spalla sono del tipo ordinario senza ancoraggio meccanico.

Per il dimensionamento degli appoggi si fa riferimento ai carichi massimi agenti allo S.L.V., ricavati dal tabulato di calcolo:

- Carico verticale Max: $V_{Ed} = 763,80 \text{ KN}$
- Carico orizzontale Max: $H_{Ed} = 117,53 \text{ KN}$
- Spostamento Max: $\delta_{max} = 32 \text{ mm}$
- Rotazione Max: $\theta_{max} = 3,81 \times 10^{-5} \text{ rad}$

Sulla base dei predetti valori, si dimensionano gli appoggi da installare facendo riferimento alle tabelle prestazionali delle tipologie esistenti in commercio.

In particolare, si fa riferimento alla tabella allegata, elaborata secondo le citate norme EN 1337-11.

Il dimensionamento e la verifica vengono effettuate separatamente per le due tipologie di appoggi.

a) – Appoggio ordinario

$$\text{Risulta: } (H_{Ed}/V_{Ed}) \times 100 = 77/764 \times 100 = 10\% > 3\%$$

Per cui, ai fini del dimensionamento degli appoggi, risulta determinante l'azione orizzontale – Tabella 1 Combo 2.

Si sceglie un appoggio tipo NB delle dimensioni di mm 250x300x63 caratterizzato da un valore di rigidezza trasversale $K_h = 1,69 \text{ KN/mm}$

Lo spostamento consentito del suddetto appoggio risulta:

$$S^* = H_{Ed}/K_h = 77/1,69 = 46 \text{ mm} > \delta_{\max}$$

Il carico massimo verticale sopportato dall'appoggio vale:

$$P_{\max} = 1544 > V_{Ed}$$

La rotazione massima consentita è pari a: $0,005 \text{ rad} > \tau_{\max}$

b) – Appoggio con ancoraggio meccanico

Il rapporto tra le azioni di calcolo orizzontale e verticale è sempre maggiore del 10% per cui, anche per questo dimensionamento risulta determinante l'azione orizzontale – Tabella 2 Combo 2.

Si sceglie un appoggio tipo NB2 delle dimensioni di mm 270x320x82 caratterizzato da un valore di rigidezza trasversale $K_h = 1,69 \text{ KN/mm}$

Per cui lo spostamento massimo consentito risulta:

$$S^* = H_{Ed}/K_h = 77/1,69 = 46 \text{ mm} > \delta_{\max}$$

Il carico massimo verticale sopportato dall'appoggio vale:

$$P_{\max} = 1583 > V_{Ed}$$

La rotazione massima consentita è pari a: $0,005 \text{ rad} > \tau_{\max}$

8 – Metodologia di calcolo spalle e paratia provvisoria

8.1 - Spalle

Le spalle vengono verificate nelle seguenti tre condizioni di carico.

1° condizione di carico – Corrispondente alla fase transitoria con la spalla completa e assenza d'impalcato. In questa fase si considerano le seguenti azioni: peso proprio + spinta dal terrapieno + sovraccarico sul terrapieno + azione sismica.

2° condizione di carico – Corrispondente alla fase di esercizio ordinaria, in assenza di sisma. In questa fase si considerano le seguenti azioni: peso proprio + spinta terrapieno + sovraccarico sul terrapieno + carico permanente trasmesso dall'impalcato + carico variabile trasmesso dall'impalcato + azione di frenatura.

3° condizione di carico – Corrispondente alla fase di esercizio in presenza di sisma. In questa fase si considerano le seguenti azioni: peso proprio + spinta terrapieno + sovraccarico sul terrapieno + carico permanente trasmesso dall'impalcato + carichi mobili trasmessi dall'impalcato + azione sismica.

Le spinte sul terrapieno sono state valutate, secondo quanto specificato nella relazione geotecnica, tenendo anche conto della falda e della relativa spinta idraulica.

Il sovraccarico sul terrapieno è stato assunto pari a 20 KN/mq (2 t/mq) in tutte le condizioni di carico.

Le azioni trasmesse dall'impalcato sono state definite dall'elaborazione del calcolo dell'impalcato stesso.

I valori complessivi, in termini “caratteristici”, risultano:

- peso proprio impalcato $G1 = 1107,80 \text{ KN}$
- carico permanente impalcato $G2 = 407,34 \text{ KN}$

- max azione verticale per carico mobile $Q1 = 1520,80 \text{ KN}$
- max azione orizzontale di frenatura $Q2 = 394,00 \text{ KN}$
- azione sismica orizzontale allo SLV $Q3 = 557,65 \text{ KN}$

I calcoli di verifica della singola spalla vengono effettuate con riferimento ad un metro lineare di fuga, per cui i carichi complessivi trasmessi dall'impalcato, vengono rapportati al metro lineare di spalla.

Si ha:

- carico verticale permanente $g1 = 66,66 \text{ KN/m} = 6,67 \text{ t/m}$
- carico verticale accidentale (carico mobile) $q1 = 65,80 \text{ KN/m} = 6,58 \text{ t/m}$
- carico orizzontale dovuta all'azione frenante $q2 = 17,28 \text{ KN/m} = 1,73 \text{ t/m}$
- carico orizzontale dovuto all'azione sismica $q3 = 24,46 \text{ KN/m} = 2,45 \text{ t/m}$

I calcoli di verifica delle spalle, unitamente alle relative fondazioni su pali e per tutte le condizioni di carico suddette, sono stati condotti con l'ausilio dell'elaborazione elettronica mediante il software "CDW-Muri", fornito dalla STS S.r.l. di S. Agata Li Battiati (CT), con licenza n° 5551.

I codici di calcolo, le condizioni di carico e le metodologie impiegate sono riportati nella relazione introduttiva del relativo tabulato di calcolo, di cui all'All.3c di progetto, a cui si rimanda per un esame dettagliato.

8.2 – Paratia provvisoria

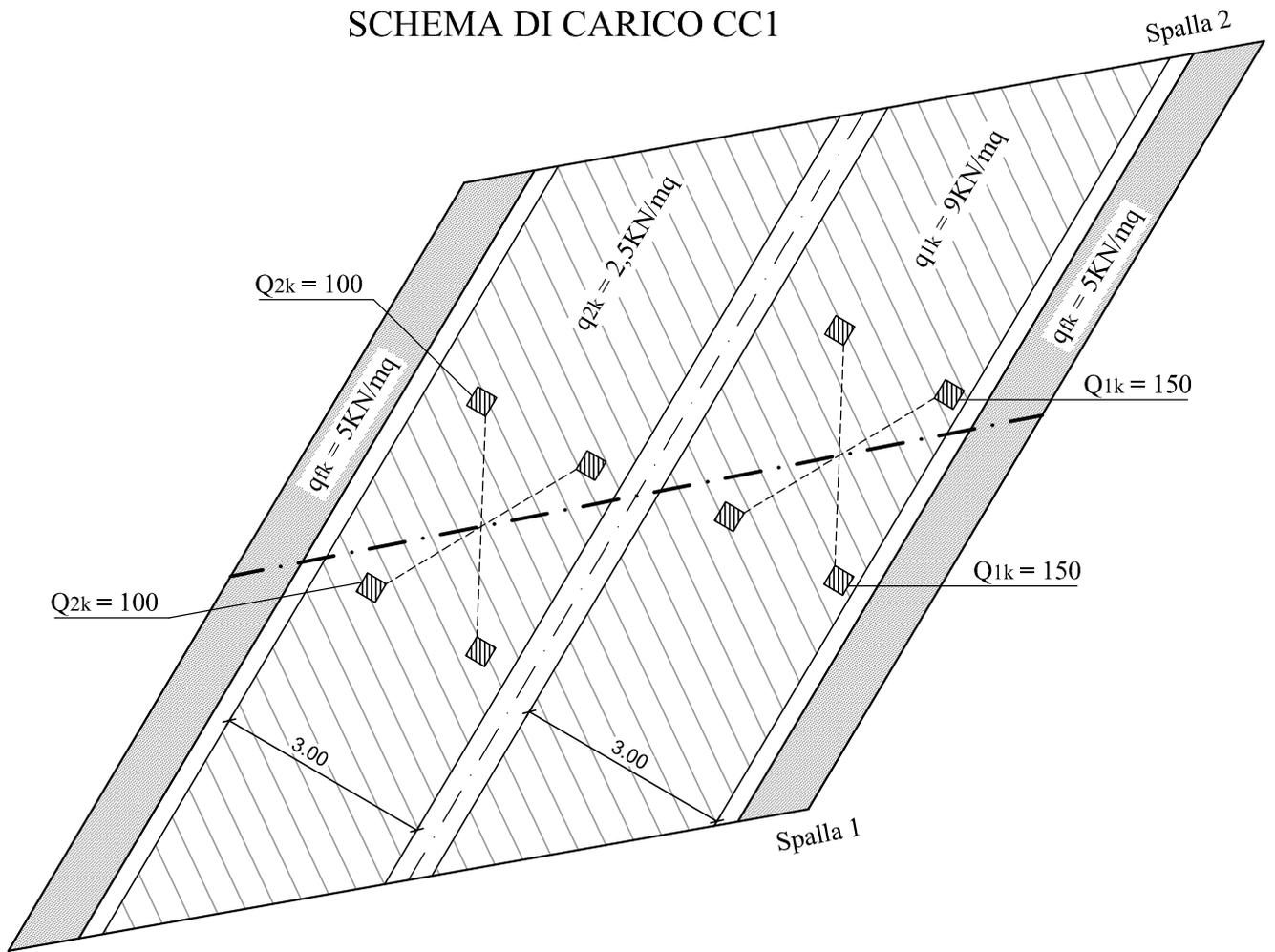
Trattasi di un'opera provvisoria, la cui funzione di contenimento del fronte di scavo e di protezione dei fabbricati limitrofi, cessa con il completamento della costruzione della spalla adiacente, sicché la relativa funzione utile è certamente inferiore a 2 anni. Pertanto, ai fini delle verifiche della sicurezza, non viene presa in esame l'azione sismica, giustamente nota a margine del paragrafo 2.4.1 delle NTC/08.

Anche per questa struttura l'analisi di calcolo è stata condotta con l'ausilio

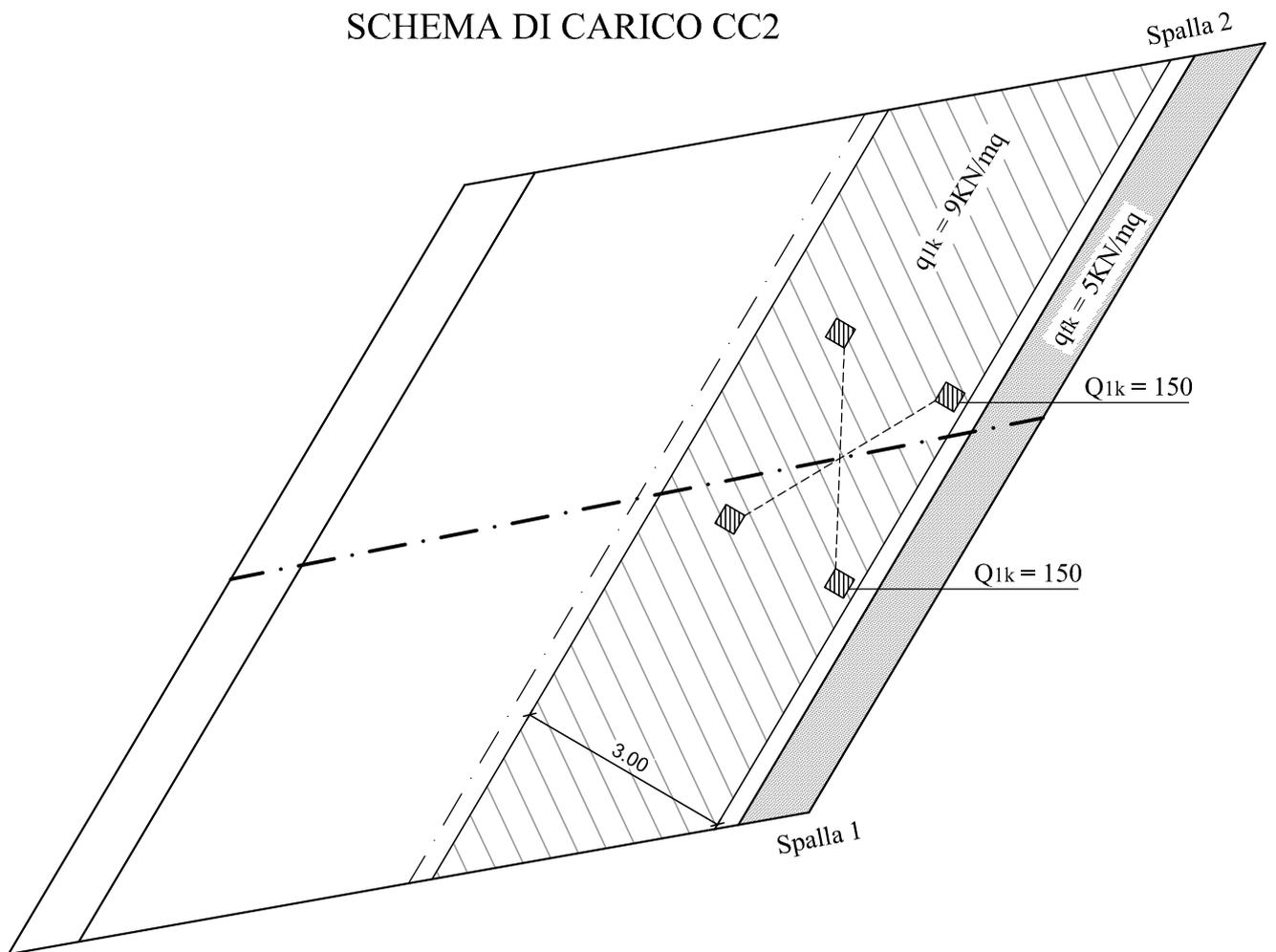
dell'elaboratore elettronico, mediante l'impiego del software CDB-Paratie Rel.2009, fornito dalla STS S.r.l. di S. Agata Li Battiati (CT), con licenza n° 5551.

I codici utilizzati, le combinazioni di carico, i metodi di verifica, le metodologie impiegate ed i risultati del calcolo sono riportati nel relativo tabulato di calcolo Allegato 3c.

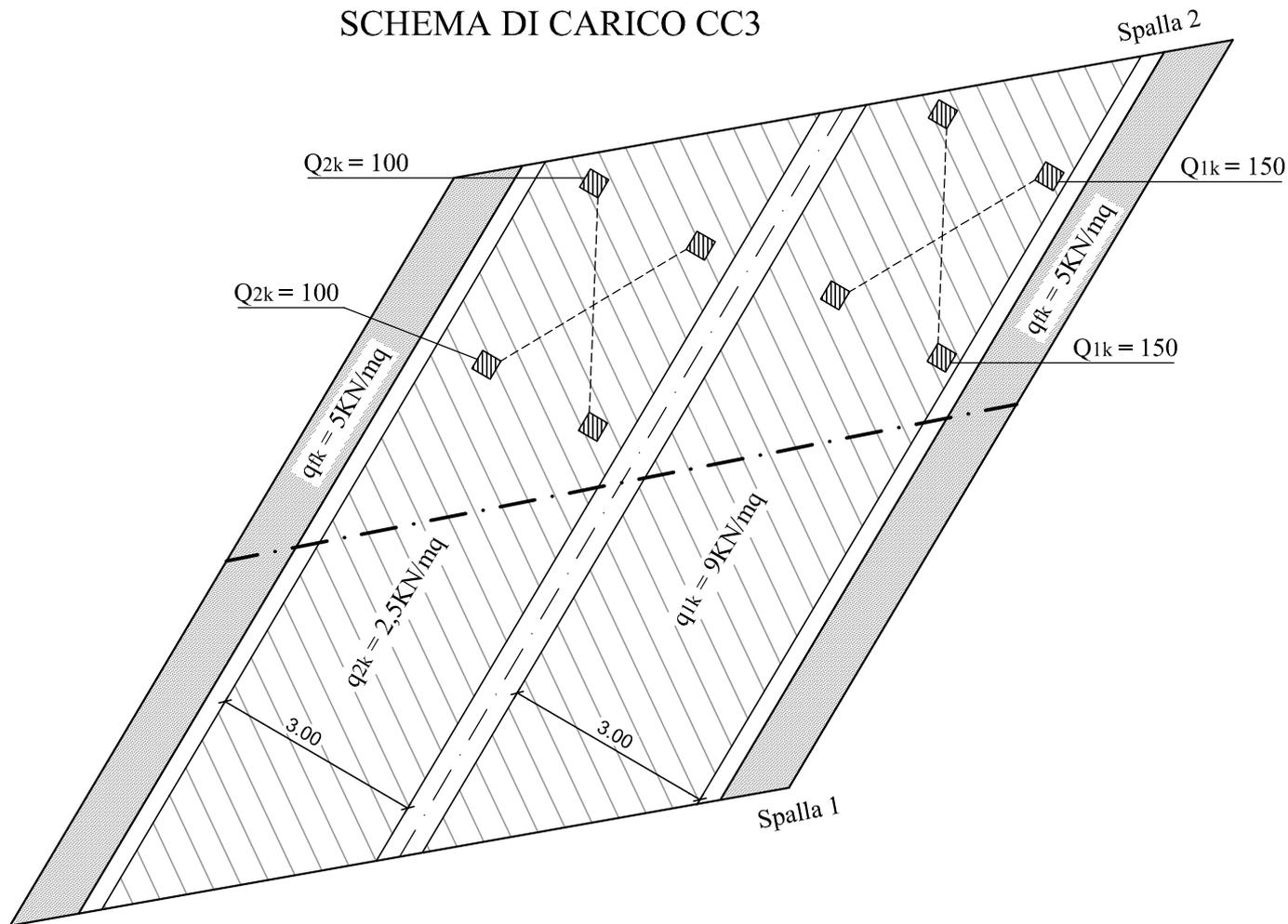
SCHEMA DI CARICO CC1



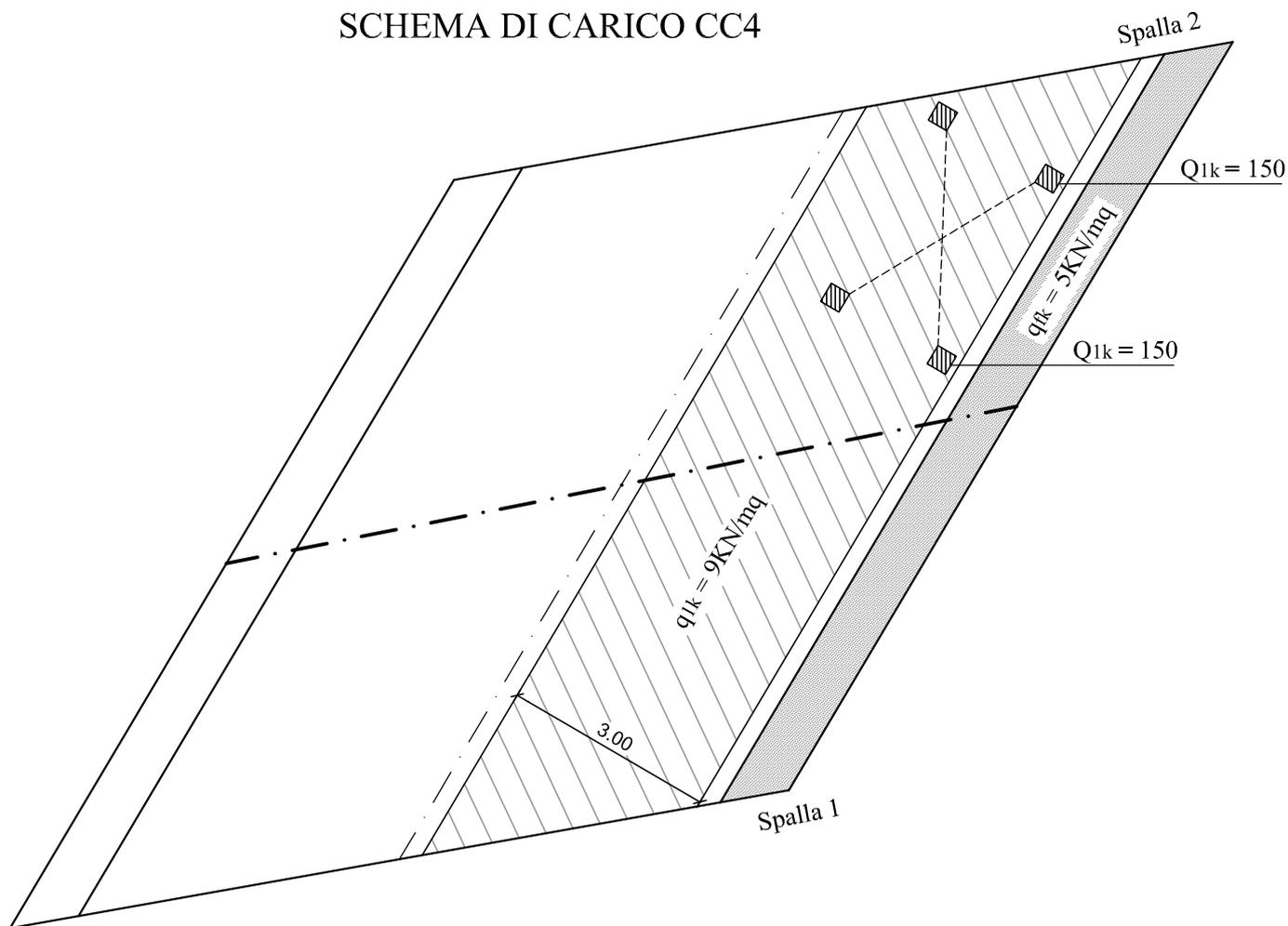
SCHEMA DI CARICO CC2



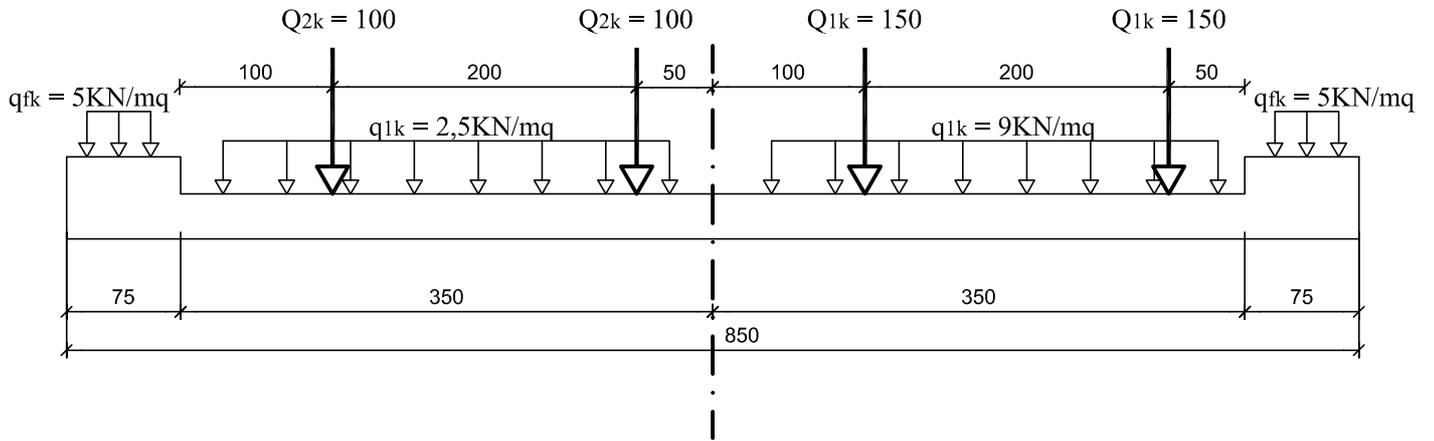
SCHEMA DI CARICO CC3



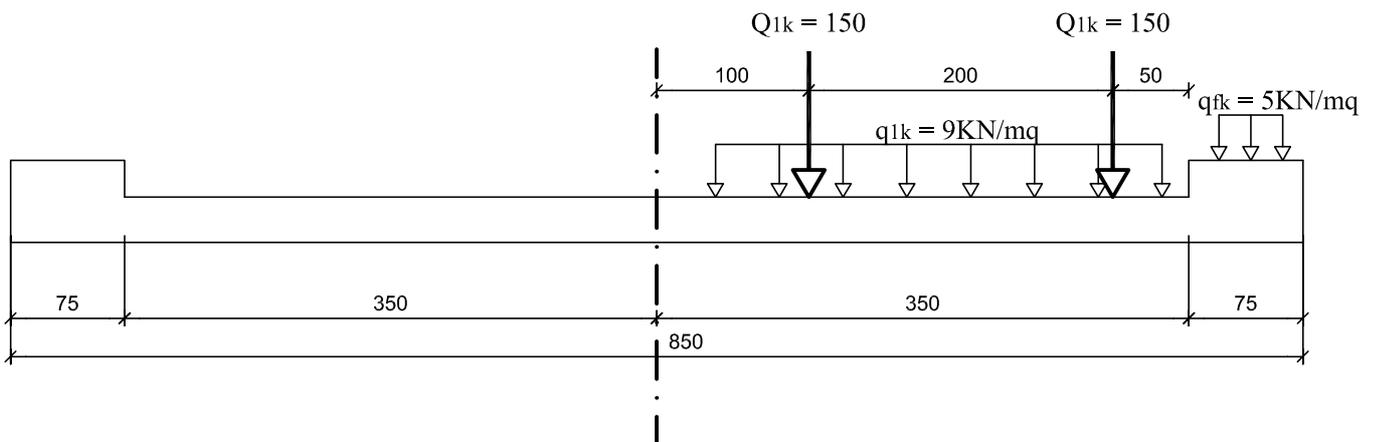
SCHEMA DI CARICO CC4

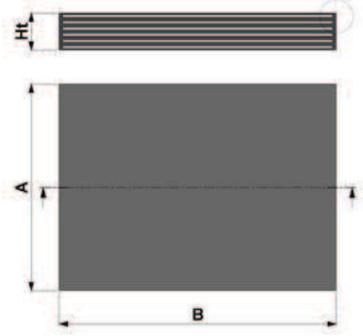


DISPOSIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI
SCHEMI CC1 e CC3



DISPOSIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI
SCHEMI CC2 e CC4





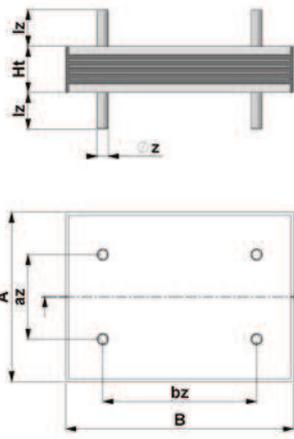
- Ht altezza appoggio senza contropiastro / *height of bearing*
- W peso appoggio / *weight of bearing*
- D dimensione elemento / *bearing dimension*
- hg altezza gomma / *height of rubber*
- V carico verticale / *vertical load*
- H carico orizzontale / *horizontal load*
- s* spostamento equivalente al carico orizzontale / *equivalent displacement*
- Kh rigidità trasversale / *horizontal stiffness*

Combo 1
deformazione gomma / *rubber shear strain*
 $\gamma = 0,2$
rotazione / *rotation* 0,01 rad | $V=V_{max}$

Combo 2
deformazione gomma / *rubber shear strain*
 $\gamma = 1,0$
rotazione / *rotation* 0,005 rad | $H=H_{max}$

DATA	Dimensioni			hg	Combo 1			Combo 2			Kh	W
	Ht	A	B		V	H	s*	V	H	s*		
	mm	mm	mm		kN	kN	mm	kN	kN	mm		
NB 150x300xHt	21	150	300	10	1087	12	3,0	1029	61	15,0	4,05	3,0
	28	150	300	15	1225	11	4,0	1052	54	20,0	2,70	4,0
	35	150	300	20	1289	10	5,0	1039	51	25,0	2,03	5,0
	42	150	300	25	1231	10	6,0	1011	49	30,0	1,62	6,0
	49	150	300	30	1018	9	7,0	803	47	35,0	1,35	7,0
	56	150	300	35	865	9	8,0	655	46	40,0	1,16	8,0
	63	150	300	40	751	9	9,0	544	46	45,0	1,01	9,0
	70	150	300	45	662	9	10,0	458	45	50,0	0,90	10,0
NB 200x250xHt	30	200	250	16	954	12	4,2	852	59	21,0	2,81	4,9
	41	200	250	24	1028	11	5,8	848	54	29,0	1,88	6,6
	52	200	250	32	1033	10	7,4	823	52	37,0	1,41	8,3
	63	200	250	40	819	10	9,0	655	51	45,0	1,13	10,0
	74	200	250	48	676	10	10,6	516	50	53,0	0,94	11,7
	85	200	250	56	574	10	12,2	416	49	60,5	0,80	13,4
	96	200	250	64	497	10	13,8	341	43	61,4	0,70	15,1
	107	200	250	72	438	10	15,4	283	39	61,7	0,63	16,8
NB 200x300xHt	30	200	300	16	1248	14	4,2	1115	71	21,0	3,38	5,9
	41	200	300	24	1345	13	5,8	1109	65	29,0	2,25	7,9
	52	200	300	32	1351	12	7,4	1077	62	37,0	1,69	10,0
	63	200	300	40	1071	12	9,0	858	61	45,0	1,35	12,0
	74	200	300	48	884	12	10,6	675	60	53,0	1,13	14,0
	85	200	300	56	751	12	12,2	544	59	61,0	0,96	16,1
	96	200	300	64	651	12	13,8	446	54	63,9	0,84	18,1
	107	200	300	72	573	12	15,4	370	48	64,0	0,75	20,1
NB 200x400xHt	30	200	400	16	1869	19	4,2	1670	95	21,0	4,50	7,8
	41	200	400	24	2015	17	5,8	1662	87	29,0	3,00	10,6
	52	200	400	32	2024	17	7,4	1612	83	37,0	2,25	13,3
	63	200	400	40	1604	16	9,0	1285	81	45,0	1,80	16,0
	74	200	400	48	1325	16	10,6	1011	80	53,0	1,50	18,7
	85	200	400	56	1125	16	12,2	816	78	61,0	1,29	21,4
	96	200	400	64	975	16	13,8	669	76	67,5	1,13	24,1
	107	200	400	72	859	15	15,4	555	67	67,4	1,00	26,8
NB 250x300xHt	30	250	300	16	1530	18	4,2	1523	89	21,0	4,22	7,3
	41	250	300	24	1771	16	5,8	1580	82	29,0	2,81	9,9
	52	250	300	32	1883	16	7,4	1574	78	37,0	2,11	12,4
	63	250	300	40	1944	15	9,0	1544	76	45,0	1,69	15,0
	74	250	300	48	1636	15	10,6	1333	75	53,0	1,41	17,5
	85	250	300	56	1392	15	12,2	1094	74	61,0	1,21	20,1
	96	250	300	64	1209	15	13,8	914	73	69,0	1,05	22,6
	107	250	300	72	1067	14	15,4	774	72	77,0	0,94	25,2

NB2 NB4 NB5



- Ht altezza appoggio senza contropiastra
height of bearing
- He altezza appoggio con contropiastra
height of bearing with counterplates
- W peso appoggio
weight of bearing
- A - B dimensione elemento
bearing dimension
- Φp diametro perno
pin diameter
- hp altezza perno e spessore contropiastra
height of pin and height of masonry plates
- nz numero zanche
N° anchors
- Φz diametro zanche
diameter of anchors
- lz lunghezza zanche
length of anchors
- az-bz interasse zanche
interaxis of anchors
- hg altezza gomma
height of rubber
- V carico verticale
vertical load
- H carico orizzontale
horizontal load
- s* spostamento equivalente al carico orizzontale / *equivalent displacement*
- Kh rigidità trasversale
horizontal stiffness

Combo 1
deformazione gomma / *rubber shear strain*
 $\gamma = 0,2$
rotazione / *rotation* 0.01 rad | V=Vmax

Combo 2
deformazione gomma / *rubber shear strain*
 $\gamma = 1,0$
rotazione / *rotation* 0.005 rad | H=Hmax

DATA	NB5		NB2													hg	Combo 1			Combo 2			Kh												
	Ht	W	NB4											V	H		s*	V	H	s*															
			Ht	He	W	A	B	Fp	hp	nz	Fz	lz	az								bz														
mm	Kg	mm	kG	mm	mm	kG	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kN	kN	mm	kN	kN	mm	kN/mm
NB2/4/5 200x400xHt	39	16,1	49	23,2	49	79	44,9	220	420	30	15	2	20	80	-	350	16	1879	14	3,2	1719	72	16,0	4,50											
	50	18,8	60	25,9	60	90	47,7	220	420	30	15	2	20	80	-	350	24	2026	14	4,8	1713	72	24,0	3,00											
	61	21,5	71	28,6	71	101	50,4	220	420	30	15	2	20	80	-	350	32	2035	14	6,4	1665	72	32,0	2,25											
	72	24,3	82	31,3	82	112	53,1	220	420	30	15	2	20	80	-	350	40	1613	14	8,0	1329	72	40,0	1,80											
	83	27,0	93	34,0	93	123	55,8	220	420	30	15	2	20	80	-	350	48	1332	14	9,6	1048	72	48,0	1,50											
	94	29,7	104	36,8	104	134	58,5	220	420	30	15	2	20	80	-	350	56	1131	14	11,2	847	72	56,0	1,29											
	105	32,4	115	39,5	115	145	61,2	220	420	30	15	2	20	80	-	350	64	981	14	12,8	697	72	64,0	1,13											
	116	35,1	126	42,2	126	156	63,9	220	420	30	15	2	20	80	-	350	72	864	14	14,4	580	72	72,0	1,00											
	127	37,8	137	44,9	137	167	66,7	220	420	30	15	2	20	80	-	350	80	864	14	16,0	486	72	80,0	0,90											
	138	40,6	148	47,6	148	178	69,4	220	420	30	15	2	20	80	-	350	88	693	14	17,6	409	72	88,0	0,82											
NB2/4/5 250x300xHt	39	15,1	49	21,8	49	79	42,1	270	320	30	15	2	20	80	-	250	16	1537	14	3,2	1526	68	16,0	4,22											
	50	17,6	60	24,3	60	90	44,7	270	320	30	15	2	20	80	-	250	24	1778	14	4,8	1617	68	24,0	2,81											
	61	20,2	71	26,9	71	101	47,2	270	320	30	15	2	20	80	-	250	32	1891	14	6,4	1613	68	32,0	2,11											
	72	22,7	82	29,4	82	112	49,8	270	320	30	15	2	20	80	-	250	40	1953	14	8,0	1583	68	40,0	1,69											
	83	25,3	93	32,0	93	123	52,3	270	320	30	15	2	20	80	-	250	48	1643	14	9,6	1369	68	48,0	1,41											
	94	27,8	104	34,5	104	134	54,9	270	320	30	15	2	20	80	-	250	56	1398	14	11,2	1124	68	56,0	1,21											
	105	30,4	115	37,1	115	145	57,4	270	320	30	15	2	20	80	-	250	64	1215	14	12,8	941	68	64,0	1,05											
	116	32,9	126	39,6	126	156	59,9	270	320	30	15	2	20	80	-	250	72	1072	14	14,4	798	68	72,0	0,94											
	127	35,5	137	42,1	137	167	62,5	270	320	30	15	2	20	80	-	250	80	1072	14	16,0	683	68	80,0	0,84											
	138	38,0	148	44,7	148	178	65,0	270	320	30	15	2	20	80	-	250	88	864	14	17,6	590	68	88,0	0,77											
NB2/4/5 250x400xHt	39	20,1	49	28,8	49	79	55,5	270	420	35	15	2	20	80	-	350	16	2339	18	3,2	2323	90	16,0	5,63											
	50	23,5	60	32,2	60	90	58,9	270	420	35	15	2	20	80	-	350	24	2707	18	4,8	2462	90	24,0	3,75											
	61	26,9	71	35,6	71	101	62,3	270	420	35	15	2	20	80	-	350	32	2879	18	6,4	2456	90	32,0	2,81											
	72	30,3	82	39,0	82	112	65,7	270	420	35	15	2	20	80	-	350	40	2972	18	8,0	2410	90	40,0	2,25											
	83	33,7	93	42,4	93	123	69,1	270	420	35	15	2	20	80	-	350	48	2501	18	9,6	2084	90	48,0	1,88											
	94	37,1	104	45,7	104	134	72,5	270	420	35	15	2	20	80	-	350	56	2129	18	11,2	1711	90	56,0	1,61											
	105	40,5	115	49,1	115	145	75,8	270	420	35	15	2	20	80	-	350	64	1849	18	12,8	1432	90	64,0	1,41											
	116	43,9	126	52,5	126	156	79,2	270	420	35	15	2	20	80	-	350	72	1632	18	14,4	1215	90	72,0	1,25											
	127	47,3	137	55,9	137	167	82,6	270	420	35	15	2	20	80	-	350	80	1632	18	16,0	1041	90	80,0	1,13											
	138	50,7	148	59,3	148	178	86,0	270	420	35	15	2	20	80	-	350	88	1316	18	17,6	899	90	88,0	1,02											
NB2/4/5 250x500xHt	39	25,2	49	35,8	49	79	68,8	270	520	45	15	2	20	80	-	450	16	3187	23	3,2	3166	113	16,0	7,03											
	50	29,4	60	40,0	60	90	73,1	270	520	45	15	2	20	80	-	450	24	3688	23	4,8	3355	113	24,0	4,69											
	61	33,7	71	44,3	71	101	77,3	270	520	45	15	2	20	80	-	450	32	3922	23	6,4	3346	113	32,0	3,52											
	72	37,9	82	48,5	82	112	81,6	270	520	45	15	2	20	80	-	450	40	4050	23	8,0	3284	113	40,0	2,81											
	83	42,1	93	52,7	93	123	85,8	270	520	45	15	2	20	80	-	450	48	3408	23	9,6	2840	113	48,0	2,34											
	94	46,4	104	57,0	104	134	90,1	270	520	45	15	2	20	80	-	450	56	2901	23	11,2	2332	113	56,0	2,01											
	105	50,6	115	61,2	115	145	94,3	270	520	45	15	2	20	80	-	450	64	2520	23	12,8	1952	113	64,0	1,76											
	116	54,9	126	65,5	126	156	98,5	270	520	45	15	2	20	80	-	450	72	2224	23	14,4	1656	113	72,0	1,56											
	127	59,1	137	69,7	137	167	102,8	270	520	45	15	2	20	80	-	450	80	2224	23	16,0	1419	113	80,0	1,41											
	138	63,4	148	74,0	148	178	107,0	270	520	45	15	2	20	80	-	450	88	1793	23	17,6	1225	113	88,0	1,28											